



TP 204

**MINISTERSTVO DOPRAVY
ODBOR INFRASTRUKTURY**

HYDROTECHNICKÉ POSOUZENÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ NA VODNÍCH TOCÍCH

TECHNICKÉ PODMÍNKY

Schváleno MD - OI pod. č.j. 1094/08-910-IPK/1
ze dne 17.12.2008 s účinností od 1.ledna 2009

Výzkumný ústav vodohospodářský T. G. Masaryka, v.v.i.
Leden 2009



OBSAH

1	ÚVOD	3
2	ZATŘÍDĚNÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ KŘÍŽUJÍCÍCH VODNÍ TOKY A VODNÍ NÁDRŽE	4
2.1	Zatřídění mostních objektů podle dopravního významu	4
2.2	Zatřídění mostních objektů podle charakteru křížovaných vodních toků	4
2.3	Zatřídění mostních objektů z hlediska nebezpečí jejich ohrožení při povodních ..	4
2.3.1	Mostní objekty neohrožované při výskytu povodní	4
2.3.2	Mostní objekty ohrožované při výskytu povodní	4
2.3.2.1	Mostní objekty křížující malé vodní toky	5
2.3.2.2	Mostní objekty křížující středně velké a velké vodní toky	5
2.3.2.3	Mostní objekty v inundačních územích vodních toků	5
2.3.2.4	Propustky pod komunikacemi	5
3	VÝCHOZÍ ÚDAJE A PODKLADY	6
3.1	Údaje o dotčeném území v okolí mostního objektu	6
3.2	Údaje o vodním toku a vodní nádrži	6
3.3	Údaje o místě přemostění	6
3.4	Údaje o převáděné komunikaci a mostním objektu	6
3.5	Hydrologické podklady	6
4	PROSTOROVÉ USPOŘÁDÁNÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ	8
5	MODELOVÉ NÁSTROJE PRO HYDRAULICKÉ ŘEŠENÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ	13
5.1	Matematické modelování	13
5.1.1	1D matematické modelování	13
5.1.2	2D matematické modelování	15
5.1.3	3D matematické modelování	17
5.2	Fyzikální modelování	18
6	HYDRAULICKÉ ŘEŠENÍ KŘÍŽENÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ S VODNÍMI TOKY	19
6.1	Návrhový průtok a kontrolní návrhový průtok	19
6.2	Určení režimu proudění ve vodním toku v okolí mostního objektu	19
6.3	Výchozí návrhová hladina a výchozí kontrolní návrhová hladina	21
6.4	Návrh šířky a počtu mostních polí, mostních podpěr a křídel	25
6.5	Vzdutí hladiny mostním objektem	26
6.5.1	Vtokový profil mostu ovlivněný dolní vodou	27
6.5.2	Vtokový profil mostu neovlivněný dolní vodou	31
6.5.3	Bystřinný režim proudění	33
6.6	Stanovení volné výšky spodní hrany nosné konstrukce nad návrhovou hladinu ..	34
6.7	Převádění extrémních povodní	35
6.7.1	Proudění se zatopeným vtokem a volným výtokem	35
6.7.2	Proudění se zatopeným vtokem i výtokem	38
6.7.3	Proudění s přeléváním mostovkou	41

6.8	Erozní procesy a výmoly v okolí mostních objektů	42
6.8.1	Typy výmolů a jejich klasifikace	42
6.8.2	Faktory ovlivňující výmoly v nesoudržných zeminách	45
6.8.3	Určení hloubky výmolů v nesoudržných zeminách	47
6.8.3.1	Výpočet hloubky výmolů zúžením mostním objektem	48
6.8.3.2	Výpočet hloubky výmolů u pilířů	51
6.8.3.3	Výpočet hloubky výmolů u opěr	54
6.8.3.4	Celková hloubka výmolů	55
6.8.4	Ochrana mostních podpěr pomocí záhozů	55
7	HYDRAULICKÉ ŘEŠENÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ PŘES VODNÍ NÁDRŽE ..	60
8	HYDRAULICKÉ ŘEŠENÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ PŘES UMĚLÉ VODNÍ TOKY A KANÁLY	61
9	HYDRAULICKÉ ŘEŠENÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ PŘES VODNÍ CESTY	62
10	HYDRAULICKÉ ŘEŠENÍ PROPUSTKŮ	63
10.1	Režimy proudění	63
10.2	Úprava vtokové a výtokové části propustku	66
10.3	Proudění propustkem s volnou hladinou	67
10.4	Proudění propustkem se zahlceným vtokem	69
10.5	Tlakové proudění propustkem	70
10.6	Úprava za výtokem z propustku	72
11	OCHRANA MOSTNÍCH OBJEKTŮ PŘED UCPÁNÍM SPLÁVÍM	73
12	POSOUZENÍ VLIVU MOSTNÍCH OBJEKTŮ NA CHOD LEDU	75
13	LITERATURA	76
14	SOUVISEJÍCÍ NORMY A PŘEDPISY	77
14.1	Související normy	77
14.2	Související předpisy	77
14.3	Obdobné zahraniční předpisy	77
15	PŘÍLOHY	78
15.1	Vodoměrné stanice na tocích v České republice	78
15.2	Přehledná mapa vodoměrných stanic	91

1 ÚVOD

Tyto technické podmínky (dále TP) navazují na normu ČSN 73 6201 „Projektování mostních objektů“. Jejich předmětem jsou základní postupy při hydraulickém řešení nových i rekonstruovaných mostních objektů přes vodní toky, jejich inundační území a přes vodní nádrže.

Mostní objekty, zejména jejich půdorysné a výškové uspořádání a jejich umístění do terénu ve vztahu k vodnímu toku a přilehlé údolní nivě, je nutno navrhovat tak, aby nevytvářely překážku přirozenému odtoku vody při všech odtokových stavech, které se mohou vyskytnout s významnou pravděpodobností za období fyzické životnosti mostního objektu.

Metodický postup při zpracování hydraulického řešení mostních objektů je dále popsán v těchto kapitolách:

- zařazení mostních objektů podle kategorie převáděné komunikace, podle charakteru vodního toku resp. nádrže a podle nebezpečí jeho ohrožení při povodních,
- shromáždění výchozích údajů,
- volba prostorového uspořádání mostních objektů,
- volba modelového nástroje pro hydraulické řešení mostních objektů,
- hydraulické řešení křížení mostního objektu s vodními toky,
- hydraulické řešení mostního objektu přes vodní nádrže, umělé vodní toky a vodní cesty,
- hydraulické řešení propustků,
- zabezpečení ochrany mostních objektů před ucpáním splávím a
- zabezpečení ochrany mostních objektů před ledochody.

Míru podrobnosti hydraulického řešení mostního objektu je třeba zvolit podle dopravního významu převáděné komunikace, kategorie mostního objektu, podle charakteru křížovaného vodního toku a z hlediska nebezpečí ohrožení mostního objektu při povodních (viz kap. 2). V konkrétním případě je nutno ji projednat s příslušným vodoprávním úřadem a se správcem vodního toku.

2 ZATŘÍDĚNÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ KŘÍŽUJÍCÍCH VODNÍ TOKY A VODNÍ NÁDRŽE

2.1 Zatřídění mostních objektů podle dopravního významu

Mostní objekty se člení podle dopravně strategického významu **pozemní komunikace či dráhy (dále jen komunikace)**, kterou převádějí, podle jejich výhledového provozního zatížení, nahraditelnosti zničeného objektu objížděkami a odhadovaného rozsahu druhotných škod z přerušení dopravy při výluce provozu na mostním objektu do čtyř kategorií (viz ČSN 736201, kap. 12).

2.2 Zatřídění mostních objektů podle charakteru křížovaných vodních toků

Způsob a rozsah hydraulického řešení navrhovaných a rekonstruovaných mostních objektů je dán charakterem vodních toků a vzájemným situováním mostních objektů s nimi. Podle toho je třeba rozlišovat:

- mostní objekty křížující malé vodní toky,
- mostní objekty křížující střední a velké toky,
- mostní objekty na tocích s inundačním územím,
- mostní objekty v tělesech komunikací vedených podél toků,
- mostní objekty přes vodní nádrže,
- mostní objekty přes umělé vodní toky a kanály,
- mostní objekty přes vodní cesty,
- propustky pod komunikacemi.

2.3 Zatřídění mostů z hlediska nebezpečí jejich ohrožení při povodních

2.3.1 Mostní objekty neohrožované při výskytu povodní

Do této kategorie patří mosty převádějící komunikace přes vodní nádrže a větší vodní toky s mostovkou umístěnou ve velké výšce nad kontrolní návrhovou hladinou resp. nad kulminační hladinou maximální pozorované povodně; jejich podpěry jsou vesměs bezpečně založeny na skalním podloží.

2.3.2 Mostní objekty ohrožované při výskytu povodní

U převážné většiny mostních objektů, sloužících k převádění komunikací přes vodní toky, nelze při přechodu extrémních povodní předem vyloučit nebezpečí jejich poškození, popř. i zřícení, nebo narušení navazujících zemních násypů. Míra tohoto nebezpečí je závislá od mnoha faktorů - od hydrologického režimu toku, jeho úpravy v blízkém okolí, údržby břehů a inundačního území nad mostním objektem, od období výstavby mostu a s tím souvisejícího řešení mostu, jeho výškového umístění, průtočnosti mostních otvorů, způsobu založení a opevnění podpěr apod.

Mezi nejčastěji ohrožovanými mostními objekty lze uvést objekty uvedené dále v čl. 2.3.2.1 až 2.3.2.4.

2.3.2.1 Mostní objekty křižující malé vodní toky

Mezi malé toky lze řadit horní úseky všech toků, u nichž 100-letý průtok $Q \leq 100 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Bilance škod způsobených za rozsáhlých povodní v letech 1997 a 2002 i lokálních povodní v letech 1998 a 2000 dokazuje, že k největšímu počtu poškození a stržení dochází u mostních objektů, převádějících komunikace přes tyto malé toky.

2.3.2.2 Mostní objekty křižující středně velké a velké vodní toky

Mezi středně velké toky lze řadit toky s hodnotou 100-letého průtoku v rozmezí $100 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \leq Q_{100} \leq 1500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, mezi velké toky pak s hodnotou 100-letého průtoku $Q_{100} > 1500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Na středně velkých tocích představují potenciální nebezpečí zejména mostní objekty v intravilánech měst, které v případě jejich částečného nebo úplného ucpání plovoucími předměty splavovanými z výše ležícího zaplavovaného území mohou způsobit vzdutí kulminační hladiny nad nimi a tím zatopení přilehlých městských částí. Úplné ucpání může vést k tvorbě velkých výmolů v okolí mostních pilířů a v krajním případě i ke zřícení části mostu. Mostní objekty tohoto typu lze rozdělit zhruba do dvou skupin:

- a) historické památkově chráněné mostní objekty vybudované v průběhu 14. až 19. století,
- b) novodobé mostní objekty budované v průběhu 20. století.

2.3.2.3 Mostní objekty v inundačních územích vodních toků

Při převádění komunikace přes vodní tok s aktivním inundačním územím je třeba dát přednost přemostění celého průtočného profilu, kterým voda při povodních protéká, např. vhodně řešenou estakádou.

2.3.2.4 Propustky pod komunikacemi

Propustky jsou mostní objekty pod komunikacemi o kolmé světlosti mostního otvoru do 2 m včetně. Z hlediska hydraulického řešení jsou řešeny v podstatě dvojím způsobem:

- s obdélníkovým příčným profilem,
- s kruhovým příčným profilem.

Propustky se používají např.:

- k odvádění srážkové vody z malých povodí bez vodního toku s vlastním korytem, resp. i s tímto korytem; v tomto případě se doporučuje dát přednost propustkům obdélníkového profilu dostatečných parametrů;
- k odvádění vody z odvodňovacích zařízení komunikace;
- v tělesech komunikací vedených přes inundační území, kde objekt slouží pouze k propojení dvou prostorů s prakticky neproudící vodou;
- jako migrační objekty.

3 VÝCHOZÍ ÚDAJE A PODKLADY

Pro hydraulické řešení návrhu nového nebo rekonstruovaného mostního objektu je třeba shromáždit soubor výchozích údajů a podkladů; jejich rozsah a míra podrobnosti bude záviset na zařazení mostního objektu do příslušné kategorie podle kap. 2.

Přehled požadovaných výchozích údajů a podkladů je uveden v čl. 3.1 až 3.5. Tyto výchozí údaje a podklady si projektant vyžádá u příslušných organizací (např. Český hydro-meteorologický ústav, podniky Povodí, vodoprávní úřady, katastrální úřady, městské a obecní úřady), popř. si je opatří svépomocí rekognoskací a studiem dotčeného území. V případě potřeby lze kontaktovat odborníka – hydraulika.

3.1 Údaje o dotčeném území v okolí mostního objektu

- územní plán
- charakter a plocha povodí, morfologie území - doložené vhodnými mapovými podklady
- charakter příbřežních zón, zástavba podél toku
- rozsah a charakter zalesněných a zemědělsky využívaných ploch
- odhad nebezpečí transportu spláví, soupis předmětů a objektů hrozících splavením za povodně

3.2 Údaje o vodním toku a vodní nádrži

- charakter toku (přírozený - horský, střední, nížinný, umělý, vodní nádrž, vodní cesta)
- koryto vodního toku (soustředěné – rozvětvené), rozsah a charakter inundačních území
- proudové poměry, sklonové poměry, stabilita koryta a režim splavenin
- topografické zaměření koryta vodního toku a příbřežních zón nad a pod mostním profilem, resp. zaměření charakteristických příčných profilů vodního toku

3.3 Údaje o místě přemostění

- profil koryta vodního toku v místě přemostění (soustředěné koryto, koryto s inundačním územím)
- charakter a výška břehů a příbřežních zón (intravilán - extravilán)
- výška nivelety křižující resp. souběžné komunikace, úhel křížení, délka přemostění

3.4 Údaje o převáděné komunikaci a mostním objektu

- druh a třída komunikace, staničení, evidenční číslo mostního objektu
- druh navrhovaného mostního objektu
- geologické podmínky, nevymílající rychlosti
- způsob založení podpěr a mostních křídel

3.5 Hydrologické podklady

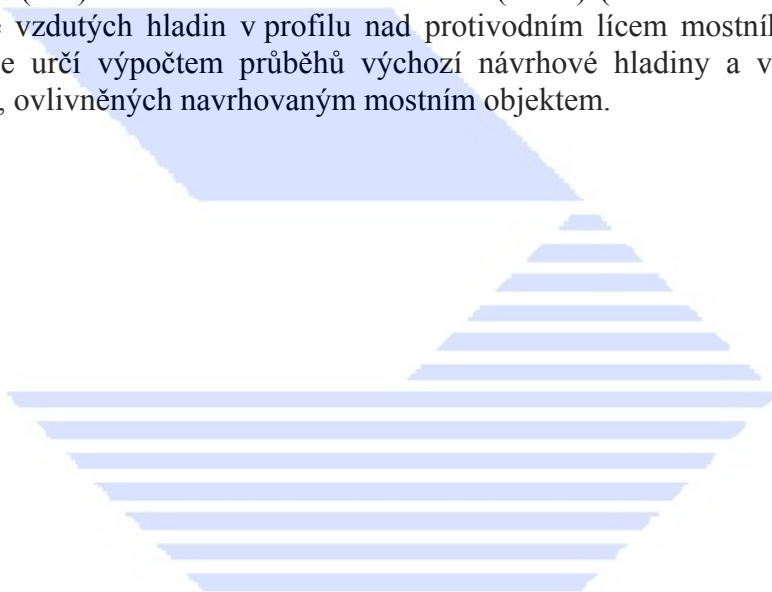
- n-letá řada průtoků, stanovení návrhového průtoku a kontrolního návrhového průtoku v souladu s čl. 12 normy ČSN 73 6201 (viz tab. 12.1 této normy),
- stanovení průběhu výchozí návrhové hladiny (VNH) a výchozí kontrolní návrhové hladiny (VKNH) v přílehlém úseku toku.

Výchozí návrhová hladina (VNH) a výchozí kontrolní návrhová hladina (VKHN) vyznačují úrovně hladin ve vodním toku neovlivněné navrhovaným mostním objektem (původní stav). Průběh těchto hladin se určí výpočtem (viz kap. 6.3).

Na vodních tocích s říčním režimem proudění (viz kap. 6.2) musí být pro výpočet průběhů hladin zjištěna a zadána dolní okrajová podmínka (viz kap. 6.3) v patřičné vzdálenosti pod mostním profilem, tj. kóta hladiny v dolním okrajovém profilu příslušející danému průtoku. To platí pro nejjednodušší případ prizmatického koryta s konstantním sklonem dna, významně však pro případ neprizmatického meandrujícího koryta resp. přirozeného koryta s přilehlým inundačním územím. Dolní okrajový profil je třeba umístit u malých toků do vzdálenosti cca 500 až 1000 m pod mostní profil. U středních a velkých toků je třeba tento profil umístit do vzdálenosti mnohdy až několika kilometrů, aby se eliminoval případný vliv vzdouvání hladiny do mostního profilu.

Na vodních tocích s bystrinným režimem proudění (viz kap. 6.2) musí být pro výpočet průběhů hladin zadána v patřičné vzdálenosti nad mostním profilem horní okrajová podmínka (viz kap. 6.5.3), tj. kóta hladiny v horním okrajovém profilu příslušející danému průtoku.

Návrhová hladina (NH) a kontrolní návrhová hladina (KNH) (viz ČSN 73 6201, tab. 12.1) vyznačují úrovně vzdutých hladin v profilu nad protivodním lícem mostního objektu. Tyto vzduté hladiny se určí výpočtem průběhů výchozí návrhové hladiny a výchozí kontrolní návrhové hladiny, ovlivněných navrhovaným mostním objektem.



4 PROSTOROVÉ USPOŘÁDÁNÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ

V případech, kdy je třeba řešit převádění komunikace přes významnější přirozený nebo umělý vodní tok resp. přes vodní nádrž, předchází obvykle vlastnímu návrhu mostního objektu studie prostorového uspořádání trasy a nivelety převáděné komunikace, jakož i prostorového uspořádání vlastního mostního objektu.

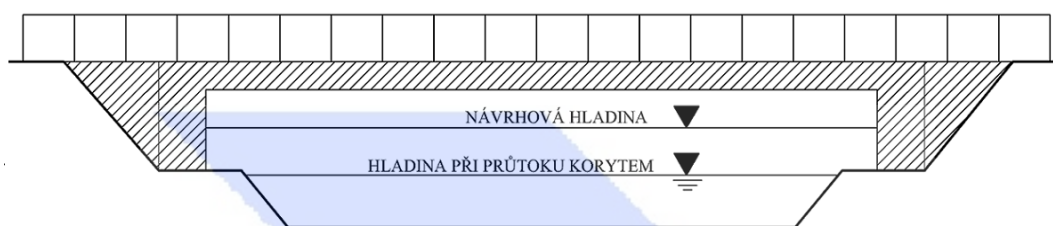
Mostní objekty, zejména jejich půdorysné a výškové uspořádání vzhledem k vodnímu toku a přilehlé údolní nivě, je nutno navrhovat tak, aby nevytvářely překážku přirozenému odtoku vody. Při volbě optimálního prostorového uspořádání navrhovaného mostního objektu je třeba se řídit především těmito zásadami:

- Při možnosti volby místa křížení komunikace s vodním tokem je třeba dát přednost místu, kde bude délka přemostění nejkratší.
- Na regulačně upravených vodních tocích bez inundačních území je vhodné volit podélnou osu přemostění kolmo na osu (tangentu k ose) hlavní proudnice toku.
- Prostorové uspořádání mostních otvorů přes vodní tok (druh nosné konstrukce, poloha a půdorysné uspořádání spodní stavby, tvar a poloha podpěr a křídel, navrhované opevnění) musí odpovídat důležitosti, velikosti i charakteru vodního toku a složitosti poměrů křížení vodního toku. Tomu musí odpovídat rozsah a podrobnost hydraulického řešení a pro něj použitého modelového prostředku.
- Návrhová hladina popřípadě kontrolní návrhová hladina v mostních otvorech na vodním toku se spočítá na základě hydraulických výpočtů z výchozí návrhové hladiny příslušející návrhovému průtoku, popř. kontrolnímu návrhovému průtoku. Pro výpočet je nutné použít modelové nástroje, které umožní simulovat reálné vztahy mezi prouděním vody v korytě vodního toku a v inundačním území v přiměřeně dlouhém úseku vodního toku a šířce inundačního území.
- Způsobuje-li mostní objekt při návrhovém nebo kontrolním návrhovém průtoku vzduť hladiny v úseku vodního toku nad místem křížení s vodním tokem, stanoví se průběh hladiny při těchto průtocích a vyšetří se vliv vzduť na obytnou zástavbu, průmyslové stavby a vodohospodářské objekty (ochranné povodňové hráze, vtoky do náhonů, výtoky kanalizací aj.) v celém dotčeném území nad místem křížení.
- Rekonstrukce mostních objektů přes vodní toky na stávajících komunikacích, které neumožňují úpravu výškových poměrů převáděné komunikace v okolí mostního objektu, je nutné (viz ČSN 73 6201, čl. 12.2.6) navrhnout tak, aby dosavadní kapacita mostních otvorů nebyla zmenšena.
- U mostních objektů navrhovaných, nebo rekonstruovaných v místech s hustou zástavbou, zejména v historických částech měst a obcí, je nutné hydraulickým řešením ověřit, jaké změny odtokových poměrů při návrhovém a kontrolním návrhovém průtoku mostní objekt vyvolá a zda nedojde k ohrožení okolní zástavby vzduť hladiny a vylitím mimo koryto vodního toku, nebo jaký rozsah ohrožení bude způsoben. Prokázali-li se zvýšené ohrožení stávající zástavby, je nutné komplexně posoudit možnosti změny vedení komunikace a zvýšení protipovodňové ochrany všech ohrožených objektů.
- Pro mostní objekty o jednom otvoru se světlostí otvoru do 30 m a mostní objekty o více otvorech se světlostmi otvorů do 15 m přes vodní toky s velkým pohybem splavenin nebo s velkou pravděpodobností transportu plovoucích předmětů (vyvrácených stromů a jiného splávi) nebo s nebezpečím transportu ledů a tvorby nápěchů a bariér, zejména v případech, je-li nezbytné volit šikmé křížení pozemní komunikace s vodním tokem (o

více než 30° od kolmého křížení), je třeba zvýšit návrhové průtoky o 30% od hodnot uvedených v ČSN 73 6201, tab. 12.1.

- V zemních tělesech komunikací vedených souběžně s vodními toky lze navrhovat k odvádění srážkové vody z malých povodí bez vyvinutého vodního toku mostní objekty. Jejich dimenze, podélný sklon a opevnění v jejich okolí je třeba volit tak, aby nebyla ohrožena bezpečnost zemního tělesa komunikace.

Na malých vodních tocích bez inundačního území se mostní objekty převádějící komunikace navrhují tak, aby svojí konstrukcí nezasahovaly do průtočného profilu koryta vodního toku a tím neměnily poměry proudění při vyskytujících se průtocích. Velikost a tvar mostního otvoru musí umožňovat průchod návrhového a kontrolního návrhového průtoku za podmínek stanovených v ČSN 73 6201, tab. 12.1, přičemž návrhový průtok nesmí být menší než kapacita koryta vodního toku nad mostním profilem (obr. 4.1).

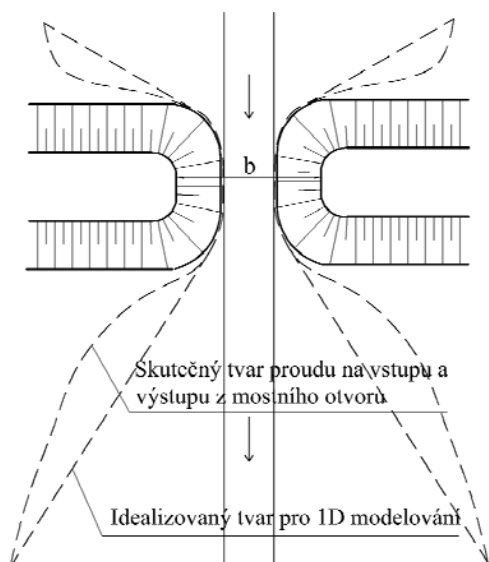


Obr. 4.1: Mostní objekt křížující malý vodní tok

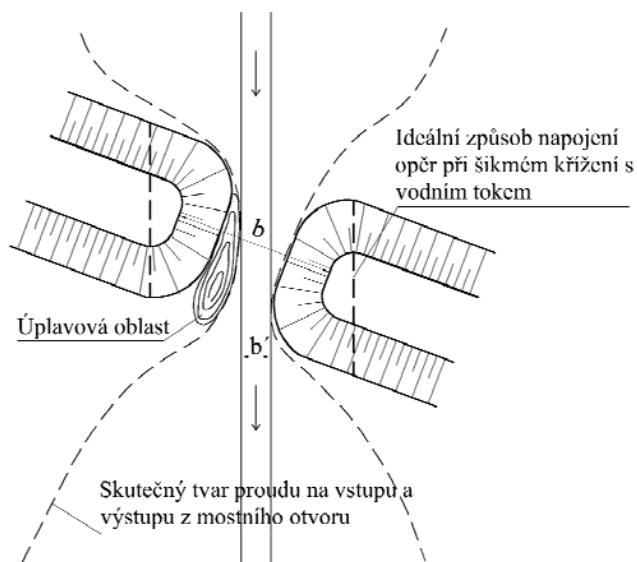
Na regulovaných vodních tocích s úzkým inundačním územím po obou stranách se mostní objekty často řeší překlenutím pouze koryta vodního toku s navázáním zemními tělesy na přilehlé území. Pro bezpečné převádění návrhového průtoku je v tomto případě důležité zabezpečit co největší využití šířky mostního otvoru a tím i celé jeho průtočné plochy. Vyhovujícího řešení lze dosáhnout za předpokladu, že křížení mostního objektu s vodním tokem je navrženo kolmé a podpěry mají vhodný hydraulický tvar (obr. 4.2). V mostním otvoru potom nevznikají významnější vírové oblasti, takže jeho světlost je plně využita k převádění návrhového průtoku. Avšak i v případě kolmého zaústění a vhodného řešení podpěr mohou na třecích plochách opěr vznikat menší vírové oblasti, které částečně zhoršují převádění návrhového průtoku.

Pokud směrové vedení komunikace na mostním objektu, předurčené místními a konstrukčními podmínkami, neumožňuje navrhnout kolmé křížení, hrozí nebezpečí, že nedojde ke zcela efektivnímu využití světlé šířky mostního objektu. Při šikmém křížení dojde s největší pravděpodobností v profilu mostního objektu k vytvoření úplavové oblasti a tím ke zúžení světlé šířky mostního otvoru (obr. 4.3). Míra zúžení je závislá na úhlu křížení mostního objektu s vodním tokem, na hydraulickém tvaru opěr a na plynulosti napojení koryta toku na mostní objekt. V případě šikmého křížení mostního objektu s vodním tokem je proto nutno dbát na to, aby hrany opěr byly pokud možno rovnoběžné se směrem proudění ve vodním toku. Jedině tak lze zajistit efektivní využití návrhové světlosti mostního otvoru.

Při navrhování mostních objektů přes přirozený a meandrující vodní tok s širokým inundačním územím je třeba nejdříve pomocí 2D matematického modelu nebo výzkumem na hydraulickém modelu vyšetřit proudové poměry, rychlosti proudění a prostorové deformace hladin při kulminačních povodňových průtocích na dostatečně dlouhém úseku vodního toku a v celé šířce přilehlého inundačního území. Tímto postupem se vyšetří průtočnost inundačního území nad i pod plánovaným mostním otvorem, vliv případné zástavby území, zarůstání stromovými a keřovými porosty resp. přítomnost bočních ramen říčního toku.



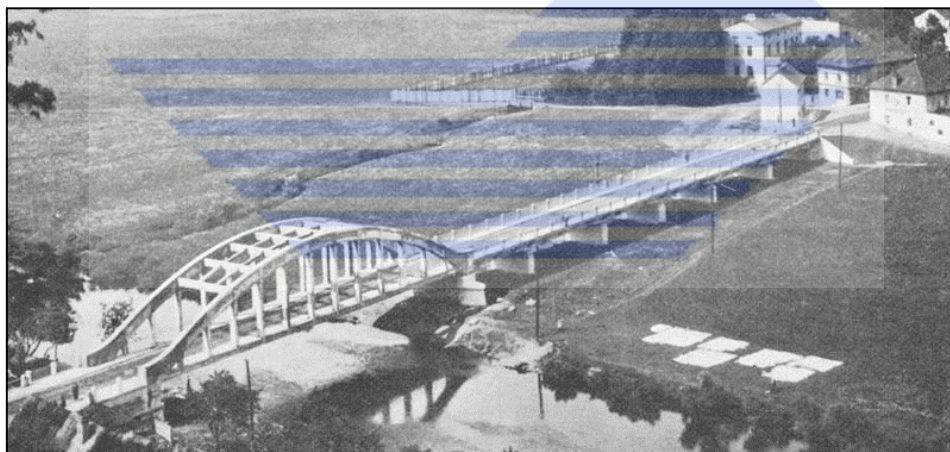
Obr. 4.2: Kolmé křížení mostu s vodním tokem



Obr. 4.3: Šikmé křížení mostu s vodním tokem

Tyto skutečnosti je třeba brát v úvahu při návrhu prostorového uspořádání mostního objektu, kterým nemají být zhoršovány stávající odtokové poměry. Z toho vyplývá, že přehrazování průtočného inundačního území souvislými zemními tělesy je principiálně nežádoucí.

Přes dobře průtočná (nezastavěná a nezarůstající) inundačního území je vhodné převádět komunikace pomocí estakád, na které pouze v příbřežních neprůtočných úsecích navazují zemní tělesa (obr. 4.4). Výška nivelety přemostění se stanoví na základě vyšetření nejvyšší úrovně návrhové hladiny a kontrolní návrhové hladiny podél celé délky přemostění.



Obr. 4.4: Převádění komunikace přes vodní tok a aktivní inundační území

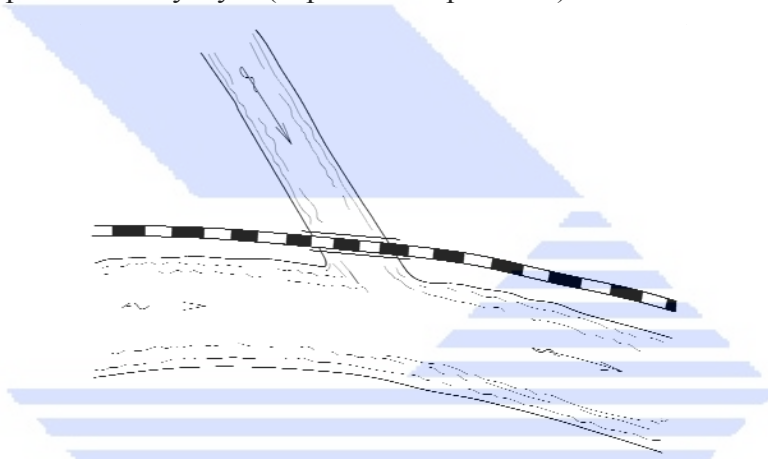
V případě, že trasa převáděné komunikace křížuje kromě hlavního koryta vodního toku i koryta bočních ramen procházejících jinak málo průtočným nebo neprůtočným inundačním územím, je část povodňového průtoku převáděna těmito rameny. Komunikaci lze převádět inundačním územím na zemním tělese, avšak v místech křížení s bočními rameny toku je nutno navrhnout v zemním tělese inundační mostní objekty. Tím se zajistí celková průtočnost záplavové oblasti a zamezí se zbytečnému rozšiřování světlosti hlavního mostního otvoru objektu. Při navrhování mostních objektů překračujících vodní tok s inundačním územím je nutno brát stejný ohled na hydraulické podmínky proudění jako u mostního objektu s jedním polem. Důraz musí být kladen zejména na posouzení možnosti podepření opěr a návrh na opevnění před a za mostním objektem.

V intravilánech měst a obcí s hustou zástavbou je prostorové uspořádání přemostění obvykle předurčeno vedením nivelety existujících komunikací. K přemostění nechráněného i chráněného záplavového území lze navrhnout zemní těleso s mostními objekty v místech křižujících městských komunikací. Rozměry těchto mostních otvorů jsou dány mostními průjezdnými průřezy.

Ve všech uvedených případech se počet mostních otvorů, jejich rozměry a rozmístění v hlavním korytě vodního toku a v inundačním území stanovuje na základě odborného posouzení s využitím poznatků z proběhlých povodňových situací a výsledků výzkumu na matematickém nebo hydraulickém modelu.

Zvláštní pozornost je třeba věnovat převádění komunikace, vedené souběžně s hlavním tokem, přes zaústění přítoku (obr. 4.5). Pro navrhování mostního objektu přicházejí v úvahu v podstatě dva případy:

- povodí obou toků jsou hydrologicky přibližně rovnocenné a na obou tocích se mohou současně střetnout průtoky např. 100-leté povodně,
- na hlavním toku se vyskytne např. 100-letá povodeň, zatímco na přítoku menší povodeň větší pravděpodobnosti výskytu (např. 10-letá povodeň).



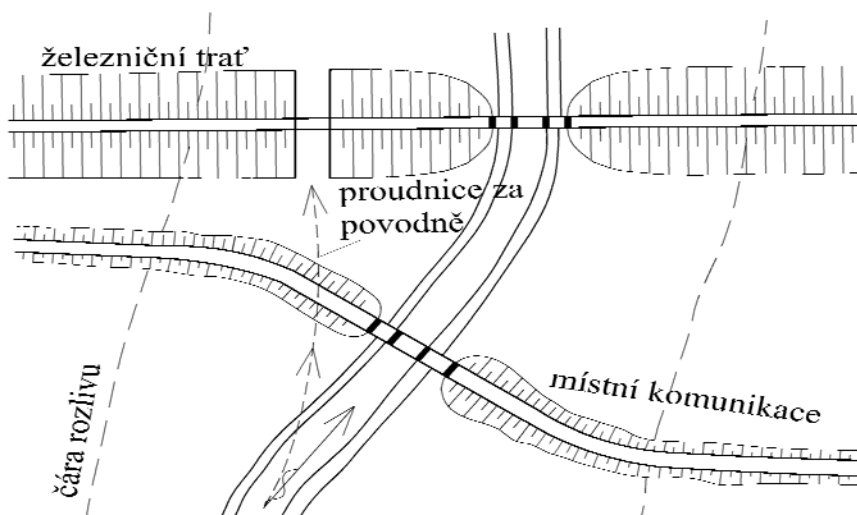
Obr.4.5: Převádění komunikace, vedené podél hlavního toku, přes zaústění přítoku

Pravděpodobnost střetnutí povodní je žádoucí posoudit ve spolupráci s odborníkem - hydrologem.

V každém případě je třeba na dostatečně dlouhých úsecích hlavního toku a přítoku vyšetřit průběhy hladin při zadaných návrhových průtocích, nejlépe metodou 1D matematického modelování.

Vzhledem k vesměs složitým proudovým poměrům se doporučuje volit přemostění ve větší vzdálenosti od soutoku, zvláště u splavných toků, mostní objekt navrhovat s co nejmenším počtem pilířů a trasu ochranných hrází po obou březích co nejplynulejší.

Komplexní přístup k řešení se vyžaduje v případě mostních objektů situovaných v řadě za sebou, které převádějí přes vodní tok komunikace různého významu. Např. mostní objekt na obr.4.6, převádějící přes vodní tok komunikaci nižší třídy, by mohl při nedostatečných dimenzích (nicméně navržených v souladu s ČSN 736201) vážně ohrozit po svém ucpání a následující destrukci mostní objekty a komunikace vyššího významu.



Obr.4.6: Mostní objekty křižující vodní tok



5 MODELOVÉ NÁSTROJE PRO HYDRAULICKÉ ŘEŠENÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ

Základní hydraulické řešení křížení mostního objektu s vodním tokem nebo vodní nádrží tvoří nedílnou součást každého projektu nového nebo rekonstruovaného mostního objektu. Zhotovitel projektové dokumentace mostního objektu využívá postupy uvedené v kapitolách 6 až 10 těchto TP. Jednotlivé kroky hydraulického řešení jsou podrobně popsány v kapitole 6. Při návrhu případně spolupracuje s příslušnými vodohospodářskými orgány, v případě potřeby využije služeb odborníků v oboru hydrauliky.

Ve všech případech morfologicky mnohotvárných vodních toků, složitého prostorového uspořádání mostních objektů i jinak obtížných podmínek je žádoucí zpřesnit základní hydraulické řešení pomocí metod matematického modelování nebo výzkumem na hydraulickém modelu.

5.1 Matematické modelování

Pro požadované zpřesnění výsledků hydraulického řešení křížení mostního objektu s vodním tokem nebo nádrží lze použít jednodimenzionálního (1D), dvojdimenzionálního (2D) nebo trojdimenzionálního (3D) modelu příslušného úseku vodního toku.

Při matematickém modelování přirozených i umělých otevřených koryt je třeba postupovat metodicky stejně jako při experimentálním výzkumu na hydraulických modelech. To znamená, že každý matematický model je žádoucí vždy verifikovat. To vyžaduje zpravidla opakovanou úpravu některých dat (součinitelů drsnosti, neefektivních průtočných ploch atd.) tak, aby se dosáhlo požadované shody simulovaných parametrů (průběhů hladin) s parametry zaměřenými. V opačném případě mohou mít výsledky výpočtů - i při značných zkušenostech - pouze kvalitativní charakter, a to bez ohledu na druh použitého modelu.

5.1.1 1D matematické modelování

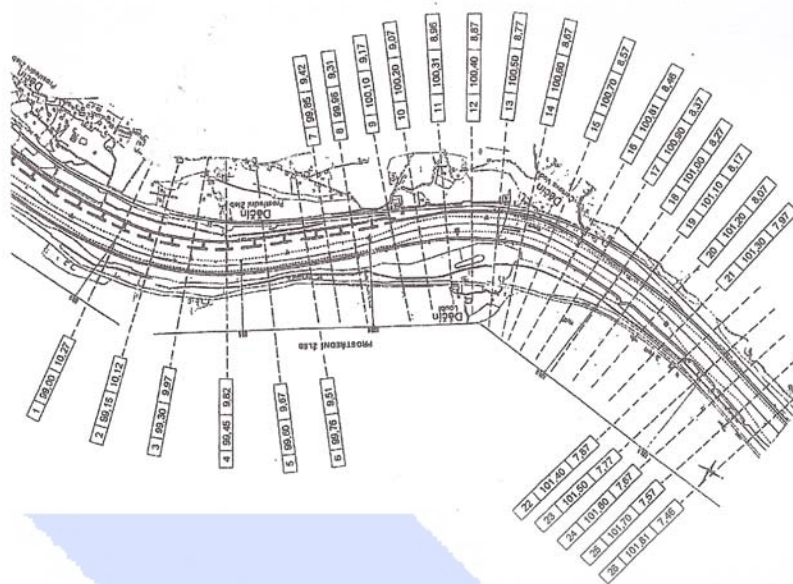
1D matematické modely se používají pro vyšetřování průběhů hladin v podélném profilu vodního toku při povodních různé četnosti výskytu. V případě, že posuzovaný úsek vodního toku protéká členitým nebo zastavěným inundačním územím, vyžaduje tvorba modelu velké zkušenosti, jelikož je nutno provádět tzv. větvení toku, kde dochází k předurčení směru proudění.

V 1D modelech je prostředí obvykle definováno geometrickými a hydraulickými parametry vhodně zvoleného souboru příčných profilů toku (obr. 5.1). Samotné proudění je přitom popsáno středními hodnotami veličin v těchto profilech (hloubka, rychlost, průtok). Pomocí 1D matematických modelů lze řešit jak případy ustáleného proudění, kdy je průtok v čase konstantní, tak i případy neustáleného proudění za reálných povodňových situací.

Základní vstupní údaje pro 1D matematické modelování říčních úseků tvoří:

- Zaměřené příčné profily modelovaného úseku toku. Jejich umístění je třeba volit tak, aby mezi dvěma sousedními profily bylo možno předpokládat lineární průběh geometrických a hydraulických parametrů.
- Návrhový průtok a kontrolní návrhový průtok, popř. hydrogram n-leté povodně v posuzované lokalitě (horní okrajová podmínka řešení).
- Vhodná dolní okrajová podmínka (např. známá hladina, konzumní křivka, sklon hladiny, kritická hloubka).

- Drsnosti koryta toku a jejich rozdělení v příčném profilu.
- Definování průtočných a neprůtočných oblastí v příčném profilu toku.



Obr. 5.1: Schéma 1D matematického modelu úseku říčního toku

1D matematický model je schopen podat informace o podélném sklonu hladiny v posuzovaném úseku vodního toku, o úrovni hladin v jednotlivých zaměřených příčných profilech, o prostorovém rozlivu v posuzované lokalitě a průměrné rychlosti proudění v zaměřených příčných profilech včetně mostního profilu. Některé 1D matematické modely jsou schopny pomocí proužkové metody poskytnout údaje o rozdělení rychlostí proudění v příčném profilu. Tyto výsledky je možné použít pouze v přímých nebo prismatických úsecích toků, kde převládá podélná složka proudění, nikoliv však v meandrujících korytech nebo v širokém inundačním území. Některé 1D modely jsou schopny zjednodušeným způsobem na základě úbytku průtočné plochy v mostní otvoru řešit i ucpávání mostního profilu splávním.

Pro 1D matematické modelování říčních toků lze použít např. tyto softwarové prostředky:

- HYDROCHECK 3, verze 2.0 - umožňuje simulovat hydraulický režim v libovolně rozvětveném systému otevřených neprizmatických koryt obecného tvaru příčných profilů, s vodními díly nebo objekty situovanými na hlavním toku i na kterékoliv větvi přítoků. Systém otevřených koryt může obsahovat i soustředěné přítoky a odběry, resp. další singularity (Hydrosoft Praha, manuál).
- MIKE 11 - matematický model modulární stavby, umožňující simulovat neustálené proudění v síti otevřených koryt libovolného tvaru příčného průřezu, včetně objektů základního typu. Na základní hydrodynamický modul navazuje řada dalších modulů, mezi nimi modul „Non-Cohesive Sediment Transport and Morphological [NST] Module“ simulující morfologické změny koryta (vymílání, zanášení) (User Manual, Reference Manual, DHI, Horsholm, Dánsko).
- HEC-RAS, River Analysis System, - je schopen řešit ustálené a neustálené proudění v otevřených korytech s oboustranným inundačním územím, včetně rozdělení rychlostí a průtoků v příčném profilu při konstantní hladině v příčném profilu. Stupeň drsnosti lze zadávat pomocí Manningova drsnostního součinitele nebo pomocí ekvivalentní drsnosti K . Kromě základních hydraulických modulů pro ustálené a

neustálené proudění obsahuje modul pro simulaci transportu sedimentů v korytě toku, kvalitativní teplotní modul, modul pro projektování úprav koryt, možnost manipulace na jezových objektech a grafický editor. Model dále umožňuje export dat do programů typu GIS nebo CAD. Výhodou tohoto modelu je propracované řešení mostních objektů, propustků a jezů, včetně možnosti výpočtu proudění přes přelévanou mostovku. Model je neustále vyvíjen a stažení nových verzí lze provádět přes internet. (U.S. Army Corps of Engineers).

5.1.2 2D matematické modelování

2D matematické modelování se používá pro hydraulické řešení mostních objektů v případech, kdy 1D modelování již nemá dostatečnou vypovídací schopnost. Přichází to v úvahu u mostních objektů s vysokou dopravní důležitostí, křižujících meandrující a morfologicky složité vodní toky resp. vodní toky s přilehlým širokým a členitým inundačním územím.

Pomocí 2D matematických modelů lze poměrně hodnověrně vyšetřit proudové poměry (průběh proudnic, vektory středních svislicových rychlostí proudění, izolinie hladin) v plochem i různě členitém inundačním území (obr. 5.2), vliv jednotlivých překážek na okolní proudové pole, hydrodynamické účinky proudící vody na mostní podpěry apod.

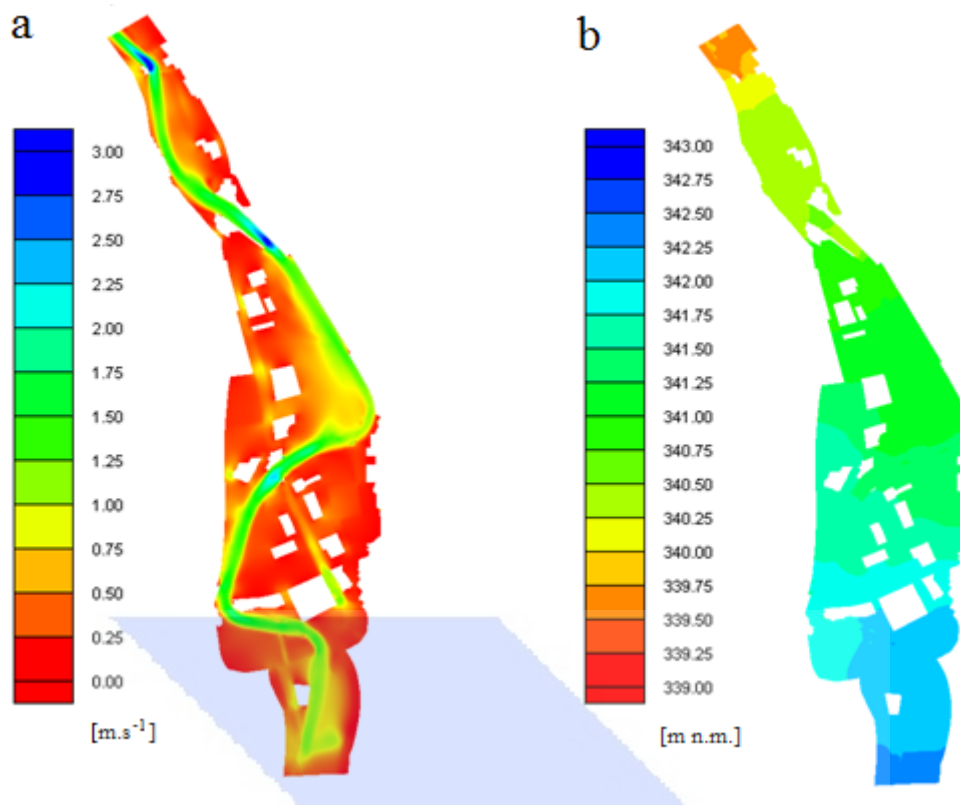
Matematický popis modelovaného jevu - proudění vody, pohybu splavenin - vede k soustavě parciálních diferenciálních rovnic, pro jejíž numerické řešení se nejčastěji používá metoda konečných diferencí, metoda konečných objemů nebo metoda konečných prvků. Přesnost výsledků je dána především přesností vstupních podkladů, ale hodně závisí i na vhodné volbě sítě uzlových bodů a její hustotě. Z toho často vyplývají problémy, způsobené nároky na paměť počítače a jeho výkon. 2D modely jsou náročnější na vstupní data, hardware počítače i pracnost výpočtů; jejich použití je proto nákladnější - oproti 1D modelům více než dvojnásobné.

Pomocí 2D matematických modelů lze řešit - obdobně jako u 1D modelů - jak případy ustáleného proudění, kdy průtok v čase je konstantní, tak i případy neustáleného proudění za reálných povodňových situací.

Základní vstupní údaje pro 2D matematické modelování říčních úseků tvoří:

- Podrobné tachymetrické zaměření modelovaného úseku toku a přilehlého inundačního území, které je podkladem pro tvorbu trojrozměrného modelu terénu.
- Návrhový průtok a kontrolní návrhový průtok, popř. hydrogram n-leté povodně v posuzované lokalitě.
- Okrajové podmínky řešení v obou okrajových profilech modelovaného úseku vodního toku. Lze je zadávat i různým rozdělením průtoků nebo rychlostí proudění podél okrajového profilu.
- Drsnosti koryta toku a inundačního území, jejich změny v podélném a příčném směru.
- Granulometrie dnového materiálu (v případě modelování morfologických změn koryta toku).

Pro 2D matematické modelování říčních toků se dnes používají softwarové prostředky, vyvinuté u nás nebo získané ze zahraničí. Z nich lze uvést např.:



Obr. 5.2: Mapa rychlostí proudění (a) a úrovní hladiny (b) v posuzovaném úseku říční tratě pomocí 2D modelu

- SHALLOW - 2D model umožňující simulovat ustálené proudění i v oblastech s přítoky, odběry a bifurkacemi. Pro popis geometrie zkoumané oblasti a pro řešení ustáleného proudění používá izoparametrické kvadratické konečné prvky s osmi uzly a s možností zakřivení stran. Výpočetní síť může být zcela libovolná, lze ji lokálně zahušťovat a přizpůsobovat složité geometrii prostředí (objekty, překážky apod.). V jednotlivých konečných prvcích lze zadávat různé drsnosti dna. Model je vybaven systémem grafických interaktivních pre- a post- procesorů, koncipovaných jako aplikace ADS pro grafický systém AutoCAD. Lze jej výhodně použít pro vyšetřování proudových poměrů, rychlostí proudění a prostorových deformací hladin při kulminačních povodňových průtocích v složitém prostředí (vyvinut na Katedře hydrotechniky ČVUT v Praze).
- FAST 2D - model založený na metodě konečných objemů, kde neznámé jsou definovány ve středech konečných objemů, přičemž obsahuje i k-ε model turbulence. Pro znázornění modelované oblasti používá strukturovanou neortogonální křivočarou síť, která dovoluje výstižněji definovat geometrii prostředí než síť ortogonální. Model umožňuje řešit ustálené i neustálené proudění v morfologicky složitých říčních tratích a přilehlých inundačních územích s rozličnou zástavbou. Model má obdobné vybavení jako předcházející a umožňuje tedy získat všechny potřebné údaje o proudových poměrech, rychlostních polích a prostorových deformacích hladin (vyvinut v Institut für Hydromechanik, Technische Universität Karlsruhe, SRN).
- FLUVIUS - 2D model umožňující simulovat ustálené i neustálené proudění vody v říčních korytech a inundačních územích. Model používá vystřídanou ortogonální síť s ekvidistantním krokem. V rámci modelované oblasti lze simulovat nepřelitelné překážky, reprezentující zástavbu, hráže, mostní objekty apod., jakož i proměnnost

dnových odporů. Součástí simulace je zaplavování a opětné obnažování inundačních území. Jeho výhodou je vazba na systémy GIS (např. geodetický software ATLAS) s možností importu vrstevnicových map a následnou automatizovanou tvorbou vstupních geometrických dat. Kvalitně je zpracován i výstupní, graficky orientovaný modul, dovolující prezentaci výsledků řadou různých forem, včetně animace (vyvinutý na Katedře hydrauliky a hydrologie ČVUT v Praze ve spolupráci s DHI Hydroinform).

- MIKE 21 - 2D programový prostředek umožňující řešit široké spektrum problémů říční hydrauliky. Základní hydrodynamický modul řeší řídicí rovnice metodou konečných diferencí na ortogonální síti s ekvidistantním krokem. Tento základní modul lze doplnit o Sediment Transport Module a řadu dalších modulů, včetně modulu pro simulaci vln (vyvinut DHI, User manual Horsholm, Dánsko).
- SMS (Surface Modelling System) - je určen k modelování 2D proudění s volnou hladinou. Jedná se o komplexní nástroj, který umožňuje vytvářet výpočetní síť (Mesh modul, Map modul a Scatter modul) a provádět potřebné výpočty proudění pomocí některého z modelů založeného na 2D přístupu včetně prezentace výsledků. Součástí SMS jsou matematické modely řešící 2D proudění s volnou hladinou (modely RMA2 a FESWMS), dvourozměrný pohyb vody při velmi vysokých rychlostech proudění (model HIVEL2D), dvourozměrný pohyb splavenin (model SED2) a dvourozměrné šíření znečištění (RMA4). Řešení všech modelů je založeno na metodě konečných prvků.
- FESWMS (Finite Element Surface-Water Modeling System) - 2D model umožňující řešit ustálené i neustálené proudění, a to jak v oblasti říčního, tak i bystrinného režimu. Velkou předností modelu je možnost simulování důležitých objektů na toku, jako jsou jezy a mosty, včetně výpočtu tlakového proudění.

5.1.3 3D matematické modelování

Pro vyšetřování prostorového proudění v lokalitách tvarově složitého prostředí lze využívat metodu 3D matematického modelování. 3D matematické modely jsou vhodné pro simulaci obtékání středových a břehových podpěr mostních objektů a propustků v případech, kdy je nutno vyšetřit, zda dojde nebo nedojde k překročení vymílacích rychlostí a kdy je popř. potřebné navrhnout vhodná opatření ve formě opevnění dna a břehů koryta.

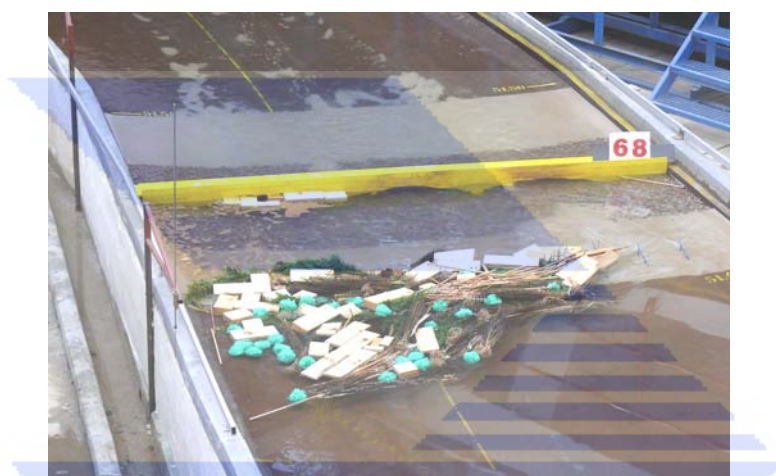
V současnosti se k 3D matematickému modelování proudění používá např. softwarového prostředku COMSOL Multiphysics (dříve FEMLAB) (Users Guide, COMSOL AB.). V tomto prostředí lze využít k- ϵ turbulentního modelu v 3D schematizaci, v němž je pro numerickou aproximaci řídicích rovnic použita metoda konečných prvků. Jeho použití pro modelování proudění na dlouhých a složitých říčních úsecích však naráží na omezení rychlosti současných počítačů a velikosti jejich operační paměti.

Vzhledem k uvedenému hardwarovému omezení se při modelování delších říčních úseků obvykle používá kombinace 2D a 3D schematizace. V první fázi se na 2D modelu vyšetří rychlostní pole s rozdělením svislicových rychlostí v profilu před lokalitou mostního objektu. Toto rychlostní pole v druhé fázi slouží jako vstupní okrajová podmínka pro 3D model, na němž je potom zkoumáno prostorové proudění ve vlastní lokalitě.

5.2 Fyzikální modelování

Dosud známé a používané matematické modely neumožňují simulovat některé průvodní jevy při povodních, jejichž výskyt může být za určitých okolností pro navrhované mostní objekty zvláště nebezpečný. Je to např. eroze dna, tvorba výmolů a stabilita navrhovaného opevnění v okolí mostního objektu, nebezpečí ucpání mostních otvorů plovoucími předměty, stromy a ledy, jeho vliv na průběhy kulminačních hladin s návrhem ochranných opatření apod.

Takové problémy lze s uspokojivou přesností zkoumat a řešit pouze v laboratoři na prostorových hydraulických modelech, zmenšených proti skutečnosti podle zákonů mechanické podobnosti hydrodynamických jevů (obr. 5.3). Na těchto modelech je možno po jejich verifikaci modelovat s velkou přesností v podstatě všechny fyzikální jevy, k nimž může dojít v skutečnosti. Lze na nich provádět operativní zásahy a efektivně zkoumat vliv jakýchkoliv úprav nebo řešení, přičemž výsledky jsou jednoduše kontrolovatelné všemi zainteresovanými stranami.



Obr. 5.3: Ochrana silničního mostu proti ucpání při povodni pomocí ochranných bárek - výzkum na hydraulickém modelu v laboratoři

Volba měřítka modelu a délky posuzovaného říčního úseku se odvíjí od požadavků na výsledné výstupy. Výzkum na hydraulickém modelu je finančně a časově poměrně náročný. Jako podklad pro projektovou dokumentaci je třeba jej vyžadovat u komplikovaných případů, kdy matematické modely selhávají resp. nemají dostatečnou vypovídací schopnost. Doporučuje se jej použít např. u mostních objektů mimořádné důležitosti, jejichž poškození by znamenalo vysoké přímé škody na samotné mostní konstrukci s dlouhým přerušením dopravního provozu, nebo jejichž ucpání by způsobilo velké nepřímé škody v okolním záplavovém území.

V případě rozhodnutí o potřebě a účelnosti výzkumu na hydraulickém modelu je třeba se obrátit na výzkumnou instituci, která disponuje hydraulickou laboratoří s příslušným technickým a přístrojovým vybavením.

6 HYDRAULICKÉ ŘEŠENÍ KŘÍŽENÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ S VODNÍMI TOKY

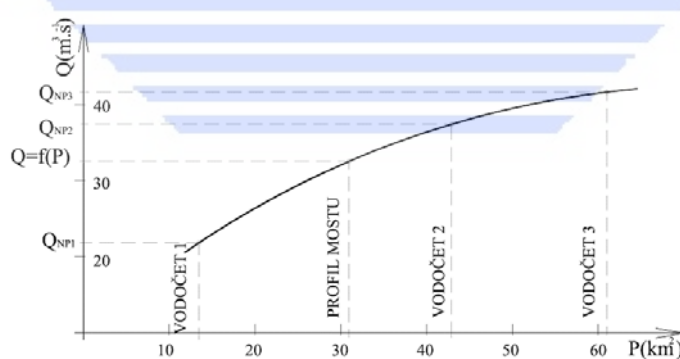
Základní hydraulické řešení mostních objektů tvoří následující etapy:

- 1) stanovení návrhového průtoku a kontrolního návrhového průtoku,
- 2) určení režimu proudění ve vodním toku v okolí mostního objektu,
- 3) výpočet průběhu výchozí návrhové hladiny a výchozí kontrolní návrhové hladiny,
- 4) návrh šířky mostních polí, podpěr a křídel včetně jejich tvaru,
- 5) výpočet vzduť hladiny mostním objektem, tj. výpočet úrovně návrhové hladiny a kontrolní návrhové hladiny,
- 6) stanovení volné výšky spodní hrany mostní konstrukce nad návrhovou resp. kontrolní návrhovou hladinou,
- 7) převádění extrémních povodní,
- 8) výpočet deformací dna a výmolů v lokalitě mostního objektu s návrhem vhodného opevnění.

6.1 Návrhový průtok a kontrolní návrhový průtok

Hodnoty návrhového průtoku (NP) a kontrolního návrhového průtoku (KNP) se stanoví v souladu s čl. 12 ČSN 73 6201, tab. 12.1. O stanovení těchto hodnot pro konkrétní profil na vodním toku, kde je mostní objekt umístěn, je třeba požádat Český hydrometeorologický ústav (ČHMÚ).

Orientačně lze tyto hodnoty stanovit např. v případě, kdy se v blízkosti mostního objektu nacházejí na toku tři vodočetné stanice s jím příslušejícími plochami povodí a známými hodnotami n -letých průtoků Q_1 až Q_{100} . Z nich lze v profilech vodočetných stanic určit hodnoty NP a KNP. Poté lze pro daný úsek toku sestavit závislost NP a KNP na ploše povodí. Pokud se v daném úseku nevyskytuje přítok o význačnější vodnosti, bude tato závislost spojitá (obr. 6.1). Splanimetrováním na vhodné mapě plochy povodí, příslušející profilu mostního objektu, lze potom s pomocí uvedené závislosti určit pro tento profil hodnoty NP a KNP.



Obr.6.1: Určení NP a KNP v profilu mostního objektu

6.2 Určení režimu proudění ve vodním toku v okolí mostního objektu

Režim proudění v korytě vodního toku v místě křížení s mostním objektem má zásadní význam pro hydraulický výpočet. Může být říční nebo bystrinný a určuje se pro návrhový průtok v lokalitě mostního objektu pomocí Froudova čísla

$$Fr = \sqrt{\frac{v^2}{g \cdot h_s}} \quad (6.1)$$

kde Fr je bezrozměrné Froudovo číslo,

- v - průřezová rychlost proudění při návrhovém průtoku ($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$),
- h_s - střední hloubka proudění při návrhovém průtoku (m),
- g - gravitační zrychlení ($g = 9,81 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$).

Říční proudění nastává při hodnotě $Fr < 1$. V tomto případě se průběh hladiny v okolí mostního objektu stanovuje za předpokladu ustáleného nerovnoměrného proudění v dostatečně dlouhém úseku pod mostním objektem, přičemž při výpočtu se postupuje proti směru proudění (viz kap.6.3). V případě říčního proudění je typickým jevem vzduť hladiny mostním objektem.

Bystřinné proudění nastává při hodnotě $Fr > 1$. V tomto případě toků s velkým podélným sklonem dna je nutné stanovit průběh hladiny v dostatečně dlouhém úseku nad mostním objektem, přičemž při jeho výpočtu se postupuje ve směru proudění. Při výrazném zúžení proudu v profilu mostu může dojít až k přechodu do říčního proudění vodním skokem se všemi jeho negativními důsledky. Navrhování mostních objektů na tocích s bystřinným charakterem proudění je proto nutné věnovat zvláštní pozornost (viz kap. 6.5.3).

Hodnota $Fr = 1$ charakterizuje kritické proudění, při níž dochází ke změně režimu proudění z říčního na bystřinný nebo naopak. Hydraulické parametry v rovnici (6.1) - hloubku a rychlost proudění - lze určit za zjednodušujícího předpokladu ustáleného rovnoměrného proudění v lokalitě mostního objektu s použitím Chézyho rovnice

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (6.2)$$

kde Q je průtok ($\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$),

- C - Chézyho rychlostní součinitel ($\text{m}^{0.5}\cdot\text{s}^{-1}$),
- S - průtočná plocha (m^2),
- R - hydraulický poloměr (m),
- I - sklon hladiny.

Pro výpočet Chézyho rychlostního součinitele se nejčastěji používá rovnice Manninga

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad (6.3)$$

kde n je Manningův součinitel drsnosti ($\text{s}\cdot\text{m}^{-1/3}$) - viz tabulka 6.2.

Pro hydraulický poloměr platí

$$R = \frac{S}{O} \quad (6.4)$$

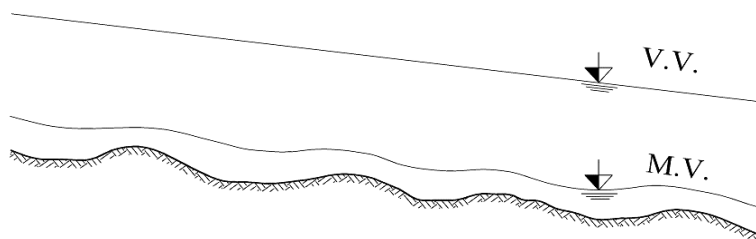
kde O je omočený obvod (m).

Sklon čáry energie je možné v daném případě nahradit sklonem hladiny ($I_h \approx I_e$). Nejsou-li k dispozici žádné údaje o průběhu hladin (značky kulminační hladiny povodně, zaměřený průběh hladiny při středním průtoku), nezbyvá než použít k výpočtu tzv. vyrovnaného sklonu hladiny, který se získá vyrovnaním podélného profilu dna koryta, zkonstruovaného ze zaměřených příčných profilů (obr. 6.2).

Z rovnice (6.2) není možné exaktně hloubku proudění vyjádřit. Problém se řeší iteračním postupem nebo sestavením měrné křivky profilu $Q = f(h)$, z níž lze k dané hodnotě Q_N odečíst příslušející hodnotu h_N . Průřezová rychlost proudění při návrhovém průtoku je potom dána vztahem $v = Q_N / S_N$ a střední hloubka proudění při návrhovém průtoku vztahem

$$h_s = \frac{S_N}{B_N} \quad (6.5)$$

kde B_N je šířka v profilu mostního otvoru při návrhovém průtoku Q_N .



Obr.6.2: Vyrovnaný sklon hladiny

6.3 Výchozí návrhová hladina a výchozí kontrolní návrhová hladina

Při převažujících případech říčního režimu proudění je třeba určit průběh výchozí návrhové hladiny (VNH) a výchozí kontrolní návrhové hladiny (VKNH) v dostatečně dlouhém úseku toku nad a pod místem projektovaného mostního objektu, a to i v případě, že koryto toku je v tomto úseku prizmatické. U malých toků je třeba volit tuto délku přibližně 500 m, u středních a velkých toků s přilehlým inundačním územím mnohdy až několik kilometrů, aby se zohlednil případný vliv tohoto úseku na výšku hladiny v mostním profilu.

K výpočtu průběhu VNH resp.VKNH v přirozených i upravených tocích je nejvhodnější využívat metodu „per partes“, založenou na použití základní rovnice ustáleného nerovnoměrného proudění vody o volné hladině, upravené do diferenčního tvaru (obr.6.3):

$$\Delta h = \frac{v_s^2 \cdot \Delta L}{C_s^2 \cdot R_s} + \frac{\alpha (v_2^2 - v_1^2)}{2g} \quad (6.6)$$

V rovnici (6.6) první člen na pravé straně vyjadřuje ztráty třením při proudění vody v úseku ΔL , druhý člen změnu kinetické energie v tomto úseku. Pro vyčíslení prvního členu lze dosazovat střední hodnoty:

$$\text{střední průtočnou plochu} \quad S_s = \frac{1}{2}(S_1 + S_2),$$

$$\text{střední omočený obvod} \quad O_s = \frac{1}{2}(O_1 + O_2),$$

$$\text{střední hydraulický poloměr} \quad R_s = \frac{S_s}{O_s},$$

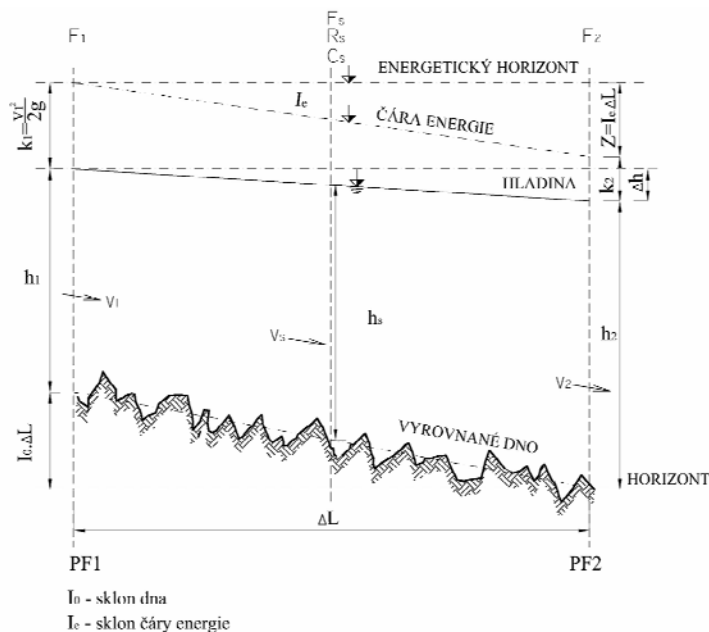
$$\text{střední profilovou rychlost} \quad v_s = \frac{Q}{S_s},$$

$$\text{a střední rychlostní součinitel} \quad C_s = \frac{1}{n} R_s^{\frac{1}{6}},$$

kde n je součinitel drsnosti v daném dílčím úseku ΔL (viz tab.6.2).

Součinitel α (Coriolisovo číslo) se obvykle volí v rozmezí $\alpha = 1,0$ až $1,1$.

TP 204 – Hydrotechnické posouzení mostních objektů na vodních tocích



Obr.6.3: Schéma k výpočtu průběhu hladiny metodou „per partes“

Pro výpočet průběhu hladiny pomocí rovnice (6.6) se rozdělí daný úsek toku na dílčí úseky ΔL . V úsecích s prismatickým korytem se vzdálenost profilů volí přibližně čtyřnásobku šířky koryta, avšak maximálně $\Delta L = 500$ m. V nepravidelné trati se volí příčné profily i tam, kde se mění příčný profil nebo sklon dna, a to tak, aby mezi dvěma sousedními profily bylo možno předpokládat lineární změnu hydraulických parametrů.

S výpočtem se postupuje po dílčích úsecích proti směru proudění (proti proudu se postupuje jen v případě říčního proudění, je-li proudění bystrinné postupuje se ve směru proudění). Pro známou kótu hladiny v dolním okrajovém profilu se vypočítají všechny potřebné hydraulické parametry. Zvolí se spád hladiny Δh v prvním dílčím úseku o délce ΔL a z daného průtoku a ploch příčných profilů se určí střední rychlosti v_1, v_2 . Pomocí tabulky 6.2 se zvolí hodnota součinitele drsnosti n a vypočítají se střední hodnoty S_s, O_s, R_s, v_s a C_s . Dosazením vypočítaných hodnot do rovnice (6.6) se zjistí spád hladiny Δh^+ , který se porovná se zvoleným Δh . Pokud se vypočítané Δh^+ nerovná zvolenému Δh , je třeba výsledek opravit iteračním výpočtem. Obdobně se potom postupuje v dalších dílčích úsecích. Při praktických výpočtech se výsledky obvykle sestavují do tabulky (tabulka 6.1).

Výpočet průběhu hladin

Tabulka 6.1

Pf č.	Km	ΔL m	Kóta		Δh m	H m	S m ²	O m	v m/s	$v^2/2g$	S_s m ²	O_s m	R_s m	C_s	v_s m/s	Z m	Δh^+ m	$\Sigma \Delta h$ m
			dna m n.m.	hladiny m n.m.														

Výsledkem výpočtu je průběh výchozí návrhové hladiny (VNH) a výchozí kontrolní návrhové hladiny (VKNH) v lokalitě nově navrhovaného nebo rekonstruovaného mostního objektu.

Pro stanovení průběhu výchozí návrhové hladiny (VNH) resp. výchozí kontrolní návrhové hladiny (VKNH) musí být zjištěna a zadána okrajová podmínka v dolním okrajovém profilu

daného úseku toku, obvykle určená pomocí kóty hladiny v tomto okrajovém profilu příslušející danému průtoku NP resp. KNP. V dalším jsou uvedeny nejčastější možnosti jejího určení:

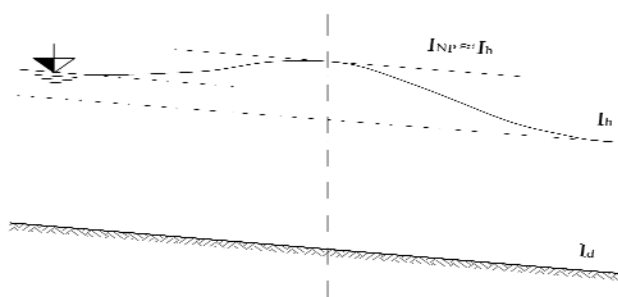
- Dolní okrajový profil zvoleného úseku toku lze umístit do profilu vodočetné stanice Českého hydrometeorologického ústavu, od něhož lze vyžádat nejen hodnoty návrhového průtoku a kontrolního návrhového průtoku, ale i jim příslušející kóty hladin ve vodočetném profilu (seznam vodočetných stanic - viz příloha 1).
- Dolní okrajový profil zvoleného úseku toku lze umístit do profilu vodního díla, kde má správce vodního díla k dispozici závislost $Q = f(h)$, vyšetřenou výzkumem na modelu nebo výpočtem. Z této závislosti lze k hodnotám NP a KNP odečíst příslušející kóty hladin v profilu vodního díla.
- V zvoleném úseku toku lze rekognoskací zjistit a zaměřit značky kulminační hladiny poslední povodně (minimálně 3 až 4) a jejich proložením z nich rekonstruovat průběh hladiny. Průtok odpovídající této hladině je třeba vyžádat u ČHMÚ. V dolním okrajovém profilu se sestrojí závislost $Q = f(h)$ tak, aby procházela bodem $Q - h$ příslušejícím povodni, z níž se vycházelo. S dostatečnou přesností lze k tomu použít základní rovnici ustáleného rovnoměrného proudění ve tvaru:

$$Q = S \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (6.7)$$

kde S je průtočná plocha, R - hydraulický poloměr příslušející hloubce h , n - součinitel drsnosti a I - sklon hladiny.

Nejdříve je třeba pro výše udanou hodnotu h vypočítat hodnoty S , $R^{2/3}$, zvolit hodnotu součinitele drsnosti n a vypočítat pomocí rovnice (6.7) hodnotu náhradního sklonu I . Poté se při daných n a I vypočítají pro řadu hloubek h pomocí rovnice (6.7) odpovídající hodnoty Q a sestrojí se závislost $Q = f(h)$. Z této závislosti lze k daným hodnotám NP a KNP odečíst příslušející kóty hladin.

- V zvoleném úseku toku je k dispozici zaměřený průběh hladiny při určitém středním průtoku. Při zavedení předpokladu, že podélný sklon hladiny při tomto průtoku je přibližně rovnoběžný se sklonem hladin při kulminaci povodně (obr.6.4), lze výše uvedeným postupem sestavit závislost $Q = f(h)$ v dolním okrajovém profilu a z ní odečíst kóty hladin příslušející hodnotám NP a KNP.



Obr.6.4: Sklon hladiny při kulminaci povodně

- Na malých tocích, kde nejsou k dispozici žádné údaje o průběhu hladin (značky kulminační hladiny povodně, zaměřený průběh hladiny při středním průtoku), nezbyvá než použít k výpočtům tzv. vyrovnaného sklonu hladiny. Získá se vyrovnaním podélného sklonu hladiny, zaměřené na dostatečně dlouhém úseku toku při stávajícím průtoku (obr. 6.2).

- Na horských tocích, charakterizovaných velkým podélným sklonem a velkou drsností, bývá hladina i při vysokých průtocích velmi nepravidelná a někdy nesouvislá. Z toho důvodu je nutné použít k výpočtům opět vyrovnaného sklonu hladiny. V tom-to případě se získá vyrovnaním podélného profilu dna koryta, zkonstruovaného ze zaměřených příčných profilů a v nich stanovených průměrných hloubek dna. Přesnost takto stanoveného podélného sklonu hladiny je však omezená.

V uvedených hydraulických výpočtech je drsnost přirozených toků a jejich inundačních území definována pomocí součinitele drsnosti n . Orientační hodnoty pro jeho volbu jsou uvedeny v tabulce 6.2. Jeho hodnota se ovšem často mění nejen podél toku, ale i v čase (vegetační cykly, zvětšení při začátku pohybu splavenin apod.). Spolehlivěji lze určit hodnoty součinitelů drsnosti přímým měřením v reálu. V úseku toku o délce ΔL je možno ze známých parametrů v dolním (S_d , O_d , R_d) a horním (S_h , O_h , R_h) okrajovém profilu a z výškového rozdílu hladin Δh určit hodnotu součinitele drsnosti za předpokladu rovnoměrného proudění ze vztahu:

$$n = \frac{S_p \cdot R_p^{2/3} \cdot \Delta h^{1/2}}{Q \cdot \Delta L^{1/2}} \quad (6.8)$$

kde S_p a R_p jsou průměrné hodnoty plochy příčného průřezu a hydraulického poloměru.

Součinitele drsnosti n pro přirozené toky a jejich inundační území

Tabulka 6.2

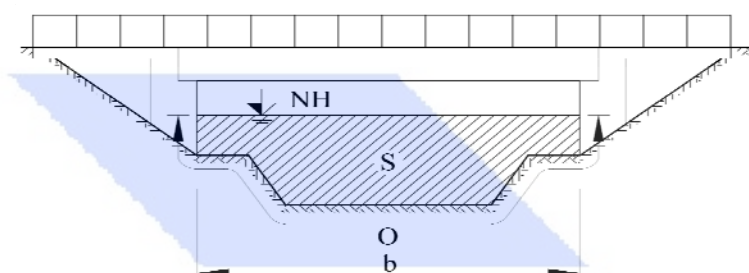
Skupina	Druh koryta	n
1	Přirozená koryta ve velmi příznivých podmínkách (koryta v zemině, čistá, přímá, bez překážek proudění)	0,025
2	Koryta v rovinných úsecích toků (střední a velké řeky) příznivě vytvořená s příznivým prouděním	0,033
3	Poměrně čistá koryta rovinných toků v obvyklých poměrech, s oblouky a malými nepravidlostmi dna (mělčiny, balvany)	0,040
4	Silně znečištěná koryta velkých a středních řek částečně zarostlá (kamenitá), s oblouky a nepravidelným prouděním	0,050
5	Koryta horského typu ze štěrku a oblázků s nepravidelnou hladinou. Peřejovité úseky rovinných řek	0,067
6	Řeky velmi zarostlé s pomalým prouděním a hlubokými výmoly. Horské potoky s dnem z valounů s bouřlivým provzdušněným prouděním	0,080
7	Koryta bystřin horského typu s přepadáváním vody přes přirozené stupně s řečištěm z velkých valounů, voda velmi silně provzdušněná	0,100
8	Horské potoky přibližně obdobného typu jako v skupině 7. Řeky močálovitého typu s houštinami a s výskytem stojaté vody v zátočinách	0,133
9	Toky přesycené splaveninami, jemnými sedimenty a kameny	0,200
Skupina	Druh inundačního území	n
1	Inundační území velkých a středních řek s normálním porostem	0,050
2	Dost zarostlé nerovné inundační území, výmoly, stromy, keře, slepá ramena	0,067
3	Velmi zarostlé inundační území s velkými hlubokými výmoly	0,080
4	Inundační území jako ve skupině 3, ale s velmi nepravidelným prouděním	0,100
5	Inundační území s velmi velkými mrtvými prostory, s místními prohlubeninami	0,133
6	Zpustlé inundační území (souvislý les typu pralesu)	0,200

U důležitých mostních objektů je žádoucí vypočítané průběhy výchozí návrhové hladiny a výchozí kontrolní návrhové hladiny verifikovat obdobně jako při použití metod matematického modelování (viz kap. 5.2).

6.4 Návrh šířky a počtu mostních polí, mostních podpěr a křídel

Návrhy mostních objektů přes vodní toky musí odpovídat požadavkům ČSN 73 6201 definovaným v čl. 12 ČSN 73 6201. Mostní objekty je třeba navrhovat tak, aby nevytvářely překážku přirozenému odtoku vody při všech odtokových stavech, které se mohou vyskytnout s významnou pravděpodobností za období fyzické životnosti mostního objektu. Velikost a tvar mostních otvorů musí umožňovat průchod návrhového a kontrolního návrhového průtoku za podmínek stanovených v ČSN 73 6201, tab. 12.1, přičemž návrhový průtok nesmí být menší než kapacita koryta vodního toku nad mostním profilem.

Na malých vodních tocích bez inundačního území se mostní objekty převádějící komunikace vesměs navrhují o jednom poli (se světlostí otvoru do cca 30 m), a to tak, aby svojí konstrukcí nezasahovaly do průtočného profilu koryta vodního toku a tím neměnily poměry proudění při převážně se vyskytujících průtocích. Mostní otvor je často účelné rozšířit po jedné nebo obou stranách o pěší nebo cyklistickou stezku (obr. 6.5).



Obr.6.5: Schéma mostního objektu o jednom poli na malém toku

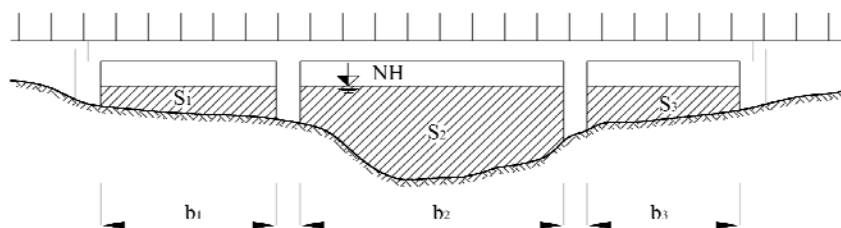
Pro předběžný návrh rozměrů mostního pole jsou k dispozici tyto výchozí údaje:

- návrhový průtok v profilu mostního objektu,
- výchozí návrhová hladina v profilu mostního objektu,
- vyrovnaný podélný sklon hladiny, získaný z výpočtu průběhu hladin, na délkově omezeném úseku toku nad a pod profilem mostního objektu,
- součinitel drsnosti n příslušející tomuto úseku,
- odhad vzduť hladiny mostními opěrami a mostními křídly, který lze uvažovat hodnotou např. 0,25 až 0,50 m.

Předběžný návrh rozpětí mostního pole vyžaduje iterační postup řešení s využitím rovnice (6.7) pro ustálené rovnoměrné proudění vody. Pro dané hodnoty návrhového průtoku, návrhové hladiny (výchozí návrhové hladiny zvýšené o odhad vzduť), součinitele drsnosti n a podélného sklonu hladiny I se volí a postupně zpřesňuje šířka mostního pole, až je splněna rovnice (6.7).

Opěry mostu se doporučuje směrem proti proudu i po proudu co nejplynuleji navázat na břehy koryta vodního toku.

Na regulovaných vodních tocích s průtočným inundačním územím po jedné nebo obou stranách se mostní objekty navrhují obvykle o více mostních polích. Šířka a počet mostních polí závisí na typu navrhované mostní konstrukce, nicméně vlastní koryto vodního toku se doporučuje překlenovat jedním mostním polem bez pilířů, aby se zabezpečilo co nejplynulejší převádění povodňových průtoků a minimalizovalo se nebezpečí jeho ucpání splávmi nebo ledy (obr.6.6). Vzhledem k tomu, že drsnost koryta toku a inundačních území bývá téměř vždy rozdílná, je třeba pro ně stanovit pomocí tabulky 6.2 příslušné hodnoty součinitelů drsnosti.



Obr.6.6: Schéma mostního objektu o více polích

Po předběžné volbě počtu a šířky mostních polí a šířky všech podpěr se potřebná šířka mostních polí opět určuje iteračním postupem nebo lépe pomocí vypočítané a sestrojené závislosti

$$Q = f(B) \quad (6.9)$$

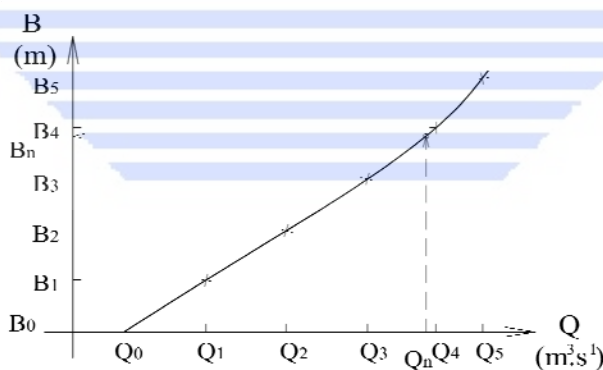
kde Q je návrhový průtok a $B = \sum_{i=1}^n b_i$ - celková šířka všech mostních polí.

Pro sestrojení této závislosti lze pro řadu zvolených hodnot B vypočítat odpovídající hodnoty Q s použitím rovnice pro ustálené rovnoměrné proudění vody ve tvaru

$$Q = \sum_{i=1}^n Q_i = I^{1/2} \sum_{i=1}^n \frac{1}{n_i} \cdot S_i \cdot R_i^{2/3} \quad (6.10)$$

kde Q_i je průtok i -tým mostním polem, n_i - součinitel drsnosti příslušející i -tému mostnímu poli a parametry S_i, R_i - parametry příslušející i -tému mostnímu poli při výchozí návrhové hladině zvýšené o odhad vzduť.

Z takto získaných hodnot lze sestrojit závislost $Q = f(B)$ (obr.6.7), pomocí ní stanovit celkovou šířku mostních polí B a upřesnit její rozdělení mezi jednotlivá mostní pole.



Obr.6.7: Závislost průtoku na celkové šířce mostních polí

Již v této etapě výpočtu je třeba dbát na hydraulicky účelný návrh všech mostních podpěr a křídel.

6.5 Vzduť hladiny mostním objektem

Původně odhadnuté vzduť hladiny mostními podpěrami a mostními křídly je třeba zpřesnit výpočtem. Jejich vestavbou do mostního profilu dochází k zmenšení průtočné plochy, které způsobuje vzduť vodní hladiny. Dále uvedené výpočty vzduť jsou založeny na těchto předpokladech:

- dno koryta vodního toku i přilehlých inundačních území zůstává při přechodu návrhového průtoku stabilní, tj. nedochází k jeho vymílání a tvorbě výmolů mezi podpěrami (předpoklad v prospěch bezpečnosti),
- v omezeném úseku nad a pod mostním profilem je koryto vodního toku prizmatické se známým průběhem výchozí návrhové hladiny a s konstantní hloubkou h .

Řešení je rozdílné na tocích s říčním a bystrinným režimem proudění.

Na tocích s říčním režimem proudění lze považovat vzduť hladiny mostním objektem způsobené bočním zúžením za analogické proudění na přelivu s širokou korunou. V podstatě se mohou vyskytovat dva případy:

- vtokový profil mostu je ovlivněn dolní vodou,
- vtokový profil mostu není ovlivněn dolní vodou.

6.5.1 Vtokový profil mostu ovlivněný dolní vodou

Vtokový profil mostu je ovlivněn dolní vodou (obr. 6.8), je-li hloubka dolní vody

$$h_d > \kappa \cdot E \quad (6.11)$$

kde E je energetická výška v profilu před mostem,

κ - součinitel úměrnosti odpovídající tvaru vtokového otvoru (viz tab.6.3).

Průtok vody mostním otvorem pak lze spočítat pomocí vztahu

$$Q = \varphi \cdot b \cdot h_d \sqrt{2g(E - h_d)} \quad (6.12)$$

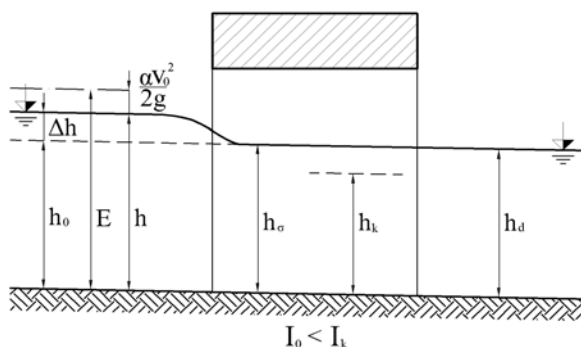
popř. pro dno s prahem

$$Q = \varphi \cdot b \cdot h_\sigma \sqrt{2g(E - h_\sigma)} \quad (6.13)$$

kde φ je rychlostní součinitel (z tabulky 6.3),

b - šířka mostního pole,

h_σ - hloubka dolní vody nad prahem pod mostem ($h_\sigma = h_d - s_d$, kde s_d je výška koruny prahu nad dolním dnem).



Obr. 6.8: Říční proudění pod mostem s vtokem ovlivněným dolní vodou

Vzduť způsobené mostem je dáno vztahem

$$\Delta h = h - h_0 = E - \frac{\alpha \cdot v_0^2}{2g} - h_0 \quad (6.14)$$

kde h_0 je původní (nevzdutá) hloubka před mostem,

v_o - přítoková rychlost stanovená z hloubky h_o

a

$$E = \frac{Q^2}{2g \cdot \varphi^2 \cdot b^2 \cdot h_d^2} + h_d \quad (6.15)$$

popř. pro dno s prahem

$$E = h_\sigma + \frac{Q^2}{\varphi^2 \cdot 2 \cdot g \cdot S_\sigma^2} \quad (6.16)$$

kde $S_\sigma = b \cdot h_\sigma$ je průřezová plocha v profilu mostního otvoru.

Součinitele pro výpočet mostních objektů

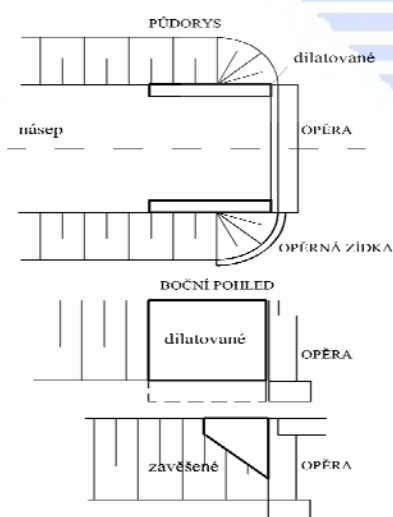
Tabulka 6.3

Typ	Křídla kolmá			Křídla rovnoběžná			Křídla šikmá		
	φ	κ	m	φ	κ	m	φ	κ	m
A	0,96	0,72	0,36	0,94	0,75	0,35	0,95	0,74	0,36
B	0,94	0,75	0,35	0,91	0,79	0,33	0,92	0,78	0,35
C	0,91	0,79	0,33	0,87	0,85	0,28	0,88	0,83	0,32
D	0,9	0,81	0,32	0,86	0,87	0,27	0,87	0,85	0,30
E	0,85	0,88	0,26	0,79	0,95	0,16	0,81	0,93	0,23

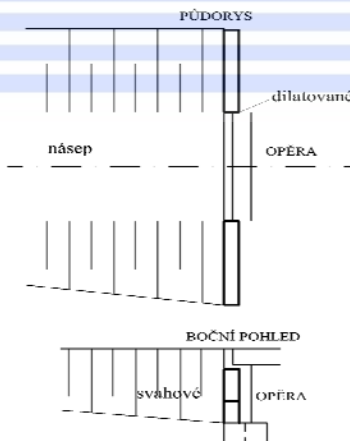
V tabulce 6.3 značí:

- A - dno koryta pod mostem je v úrovni dna přítokového koryta (obr. 6.12),
- B - ve dně koryta pod mostem je práh se zaoblenou vstupní hranou (obr. 6.13),
- C - ve dně koryta pod mostem je práh se zkosenou vstupní hranou (obr. 6.14),
- D - ve dně koryta pod mostem je práh s pravoúhlou vstupní hranou (obr. 6.15),
- E - ve dně koryta pod mostem je práh s pravoúhlou vstupní hranou a nerovným povrchem (obr. 6.16).

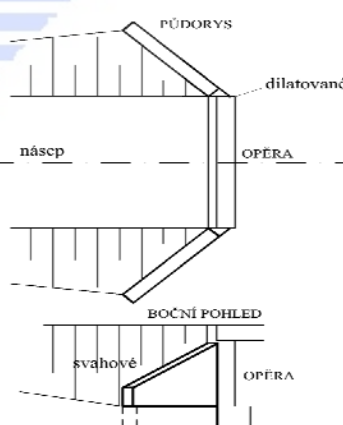
Uvažované typy mostních křídel uvedených v tab. 6.3 jsou znázorněny na obr. 6.9 až 6.11.



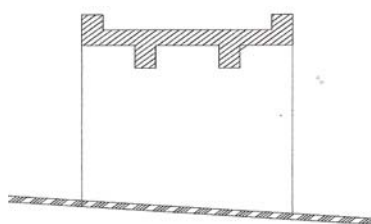
Obr. 6.9: Křídla kolmá



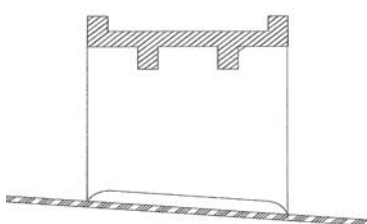
Obr. 6.10: Mostní křídla rovnoběžná



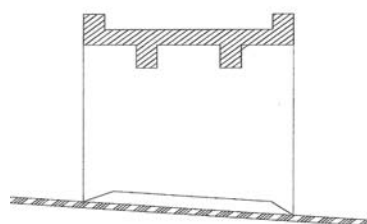
Obr. 6.11: Křídla šikmá



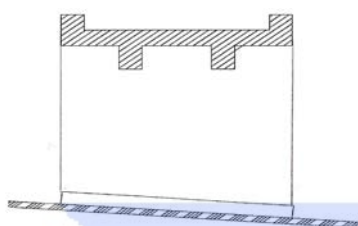
Obr.6.12: Dno v úrovni dna přítokového koryta



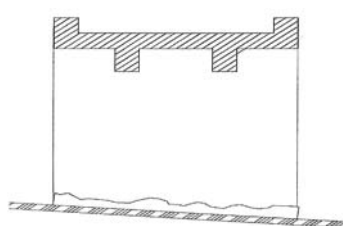
Obr.6.13: Práh se zaoblenou vstupní hranou



Obr.6.14: Práh se zkosenou vstupní hranou



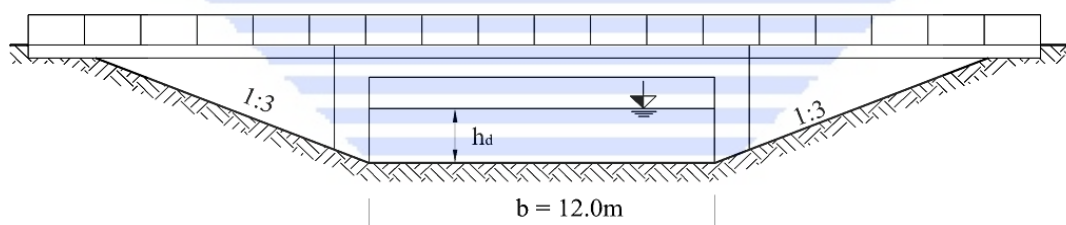
Obr.6.15: Práh s pravoúhlou vstupní hranou



Obr.6.16: Práh s nerovným povrchem

Příklad:

Komunikace křížuje vodní tok betonovým mostem. Koryto má šířku ve dně $b = 12 \text{ m}$, sklon břehových svahů $1:3$, drsnost $n = 0.04$ a sklon hladiny $I = 0.004$. Konstrukce mostu zasahuje do koryta opěrami, jejichž svislá stěna je umístěna v patě svahu koryta. Opěry mají pravoúhlé zhlaví (obr.6.17). Je třeba určit vzdutí hladiny nad mostním objektem pro návrhový průtok $Q_{100} = 60 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.



Obr.6.17: Příčný řez mostním profilem

1. Stanovení režimu proudění

Vzhledem k malému sklonu dna budeme předpokládat říční proudění v úseku kolem mostního objektu.

2. Stanovení hloubky vody v profilu pod mostním objektem

Pro výpočet je nezbytná znalost hladiny v profilu pod mostním objektem. Protože nemáme k dispozici úroveň hladiny z výpočtu ustáleného nerovnoměrného proudění, je nutné stanovit výchozí úroveň hladiny v profilu pod mostem z měrné křivky tohoto profilu za předpokladu ustáleného rovnoměrného proudění (rovnice 6.2). Tabelárně zpracovaná měrná křivka je uvedena v tabulce 6.4.

Měrná křivka profilu pod mostním objektem

Tabulka 6.4

h	S	O	R	C	v	Q
[m]	[m ²]	[m]	[m]	[m]	[m.s ⁻¹]	[m ³ .s ⁻¹]
0.0	0.00	12.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.2	2.52	13.26	0.19	18.96	0.52	1.32
0.4	5.28	14.53	0.36	21.12	0.81	4.25
0.6	8.28	15.79	0.52	22.45	1.03	8.51
0.8	11.52	17.06	0.68	23.42	1.22	14.02
1.0	15.00	18.32	0.82	24.18	1.38	20.75
1.2	18.72	19.59	0.96	24.81	1.53	28.72
1.4	22.68	20.85	1.09	25.35	1.67	37.92
1.6	26.88	22.12	1.22	25.83	1.80	48.40
1.79	31.09	23.32	1.33	26.23	1.92	59.55
1.8	31.32	23.38	1.34	26.25	1.92	60.17
2.0	36.00	24.65	1.46	26.63	2.04	73.27

Hloubka vody v profilu pod mostem při návrhovém průtoku Q_{100} je $h_d = 1,8$ m.

3. Ověření režimu proudění

Střední hloubku dostaneme z průřezové plochy $S = 31,32$ m² a šířky hladiny $b_o = 22,8$ m

$$h_s = \frac{S}{b_o} = \frac{31,32}{22,8} = 1,37 \text{ m}$$

a Froudovo číslo

$$Fr = \sqrt{\frac{v^2}{g \cdot h_s}} = \sqrt{\frac{1,92^2}{9,81 \cdot 1,37}} = 0,52$$

Protože $Fr < 1$, předpoklad říčního proudění je splněn.

4. Výpočet úrovně čáry energie nad mostem

Předpoklad: proudění za vtokem do mostního otvoru je ovlivněno dolní vodou $\Rightarrow h_\sigma = h_d$ (obr.6.8). Úroveň čáry energie nad mostem je

$$E = h_\sigma + \frac{Q^2}{\varphi^2 \cdot 2 \cdot g \cdot S_\sigma^2} \quad (6.16)$$

Pro křídla rovnoběžná typu A platí podle tabulky 6.3 $\varphi = 0,94$.

Průřezová plocha v profilu mostního otvoru

$$S_\sigma = b \cdot h_\sigma = 12 \cdot 1,8 = 21,6 \text{ m}^2$$

Potom úroveň čáry energie je

$$E = 1,8 + \frac{60^2}{0,94^2 \cdot 2 \cdot 9,81 \cdot 21,6^2} = 2,24 \text{ m}$$

Pro ověření předpokladu ovlivnění proudění dolní vodou je podle tabulky 6.3 součinitel $\kappa = 0,75$:

$$h_d = 1,8 > \kappa \cdot E = 0,75 \cdot 2,24 = 1,68 \rightarrow \text{předpoklad je splněn.}$$

5. Stanovení hloubky vody v profilu nad mostním objektem

Pro hloubku proudění nad mostním objektem platí $h_o = E - \frac{\alpha \cdot v_o^2}{2 \cdot g} = E - \frac{\alpha \cdot Q^2}{2 \cdot g \cdot S_o^2}$

Protože $v_o = f(h_o)$, je nezbytné použít iterační postup, přičemž lze uvažovat $\alpha \approx 1$:

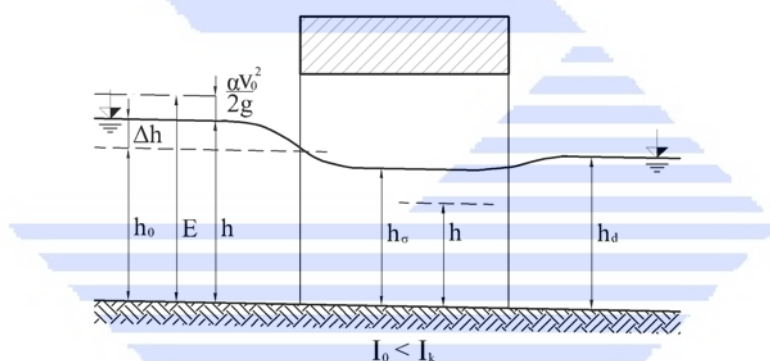
- » $h_o \approx E = 2,24 \text{ m} \Rightarrow S_o = (12+3 \cdot 2,24) \cdot 2,24 = 41,93 \text{ m}^2 \Rightarrow v_o = 60/41,93 = 1,43 \text{ m.s}^{-1}$
 $h_o = 2,24 - (1,43 \cdot 1,43 / 19,62) = 2,13 \text{ m}$
- » $h_o = 2,13 \text{ m} \Rightarrow S_o = (12+3 \cdot 2,13) \cdot 2,13 = 39,17 \text{ m}^2 \Rightarrow v_o = 60/39,17 = 1,53 \text{ m.s}^{-1}$
 $h_o = 2,24 - (1,53 \cdot 1,53 / 19,62) = 2,12 \text{ m}$
- » $h_o = 2,12 \text{ m} \Rightarrow S_o = (12+3 \cdot 2,12) \cdot 2,12 = 38,93 \text{ m}^2 \Rightarrow v_o = 60/38,93 = 1,54 \text{ m.s}^{-1}$
 $h_o = 2,24 - (1,54 \cdot 1,54 / 19,62) = 2,12 \text{ m}$

Vzdutí hladiny v profilu nad mostním objektem je $\Delta h = 2,12 - 1,80 = 0,32 \text{ m}$.

6.5.2 Vtokový profil mostu neovlivněný dolní vodou

Vtokový profil mostu není ovlivněn dolní vodou (obr.6.18), jestliže hloubka dolní vody h_d resp. h_σ

$$h_d < \kappa \cdot E \text{ resp. } h_\sigma < \kappa \cdot E \quad (6.17)$$



Obr.6.18: Říční proudění pod mostem s vtokem neovlivněným dolní vodou

Průtok vody mostním otvorem lze vypočítat pomocí vztahu analogického s dokonalým přepadem přes přeliv se širokou korunou

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot E^{3/2} \quad (6.18)$$

kde m je součinitel přepadu (tabulka 6.3),

b - šířka mostního otvoru.

Vzdutí způsobené mostem je dáno vztahem

$$\Delta h = h - h_o = E - \frac{\alpha \cdot v_o^2}{2g} - h_o \quad (6.19)$$

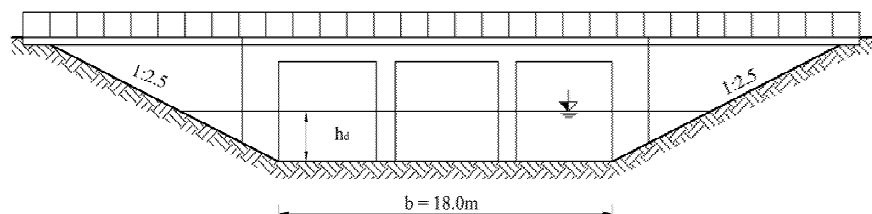
kde ze vztahu 6.18 je

$$E = \left(\frac{Q}{m \cdot b \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad (6.20)$$

a h_o - původní (nevzdutá) hloubka před mostem.

Příklad:

Komunikace křížuje vodní tok betonovým mostem. Koryto má šířku ve dně $b = 18 \text{ m}$, sklon břehových svahů $1:2.5$, drsnost $n = 0.035$ a sklon dna $I = 0.005$. Konstrukce mostu zasahuje do koryta opěrami, jejichž svislá stěna je umístěna v patě svahu koryta. Opěry mají rovnoběžná křídla. Kromě opěr podepírají mostovku ještě 2 pilíře, šířka každého z nich je 1 m (obr. 6.19). Je třeba určit vzduť hladiny před mostním objektem pro návrhový průtok $Q_{100} = 150 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.



Obr.6.19: Příčný řez mostním profilem

1. Stanovení režimu proudění

Vzhledem k malému sklonu dna budeme v úseku kolem mostního objektu předpokládat říční proudění.

2. Stanovení hloubky proudění pod mostním objektem

Průběh hladiny v úseku pod mostem byl pro návrhový průtok Q_{100} vyšetřen s použitím matematického modelu. Pro profil těsně pod mostem byla určena hloubka proudění pro návrhový průtok Q_{100} $h_d = 2.2 \text{ m}$.

3. Výpočet úrovně čáry energie nad mostem

Nejdříve zavedeme předpoklad, že proudění za vtokem do mostního otvoru je ovlivněno dolní vodou $\Rightarrow h_\sigma = h_d$. Potom úroveň čáry energie nad mostem je dána vztahem

$$E = h_\sigma + \frac{Q^2}{\varphi^2 \cdot 2 \cdot g \cdot S_\sigma^2} \quad (6.16)$$

Pro pravoúhlé zhlaví opěr platí podle tabulky 6.3 $\varphi = 0.94$ (křídla rovnoběžná typu A). Průřezová plocha v profilu mostního otvoru

$$S_\sigma = b \cdot h_\sigma = (18 - 2 \cdot 1) \cdot 2.2 = 35.2 \text{ m}^2.$$

Potom úroveň čáry energie

$$E = 2.2 + \frac{150^2}{0.94^2 \cdot 2 \cdot 9.81 \cdot 35.2^2} = 3.24 \text{ m}$$

Pro ověření předpokladu ovlivnění proudění dolní vodou je podle tabulky 6.3 součinitel $\kappa = 0.75$ a $h_d = 2.2 < \kappa \cdot E = 0.75 \cdot 3.24 = 2.43 \rightarrow$ předpoklad nebyl splněn.

Úroveň čáry energie nad mostem je třeba přepočítat pro režim, kdy proudění za vtokem do mostního otvoru není ovlivněno dolní vodou. V tomto případě je vhodnější použít k výpočtu rovnici (6.19), kde součinitel m má podle tabulky 6.3 hodnotu $m = 0.35$.

$$E = \left(\frac{Q}{m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{150}{0.35 \cdot (18 - 2) \cdot 4.43} \right)^{\frac{2}{3}} = 3.32 \text{ m}$$

4. Stanovení hloubky vody v profilu nad mostním objektem

Pro hloubku vody před mostním objektem platí $h_0 = E - \frac{\alpha \cdot v_0^2}{2 \cdot g} = E - \frac{\alpha \cdot Q^2}{2 \cdot g \cdot S_0^2}$.

Protože $v_0 = f(h_0)$, je nezbytné použít iterační postup, přičemž lze uvažovat $\alpha \approx 1$:

$$\gg h_0 \approx E = 3.32 \text{ m} \Rightarrow S_0 = (18 + 2.5 \cdot 3.32) \cdot 3.32 = 87.32 \text{ m}^2 \Rightarrow v_0 = 150/87.32 = 1.72 \text{ m.s}^{-1} \\ h_0 = 3.32 - (1.72 \cdot 1.72 / 19.62) = 3.18 \text{ m}$$

$$\gg h_0 = 3.18 \text{ m} \Rightarrow S_0 = (18 + 2.5 \cdot 3.18) \cdot 3.18 = 82.52 \text{ m}^2 \Rightarrow v_0 = 150/82.52 = 1.82 \text{ m.s}^{-1} \\ h_0 = 3.32 - (1.82 \cdot 1.82 / 19.62) = 3.16 \text{ m}$$

$$\gg h_0 = 3.16 \text{ m} \Rightarrow S_0 = (18 + 2.5 \cdot 3.16) \cdot 3.16 = 81.84 \text{ m}^2 \Rightarrow v_0 = 150/81.84 = 1.83 \text{ m.s}^{-1} \\ h_0 = 3.32 - (1.83 \cdot 1.83 / 19.62) = 3.15 \text{ m}$$

$$\gg h_0 = 3.15 \text{ m} \Rightarrow S_0 = (18 + 2.5 \cdot 3.15) \cdot 3.15 = 81.50 \text{ m}^2 \Rightarrow v_0 = 150/81.50 = 1.84 \text{ m.s}^{-1} \\ h_0 = 3.32 - (1.84 \cdot 1.84 / 19.62) = 3.15 \text{ m}$$

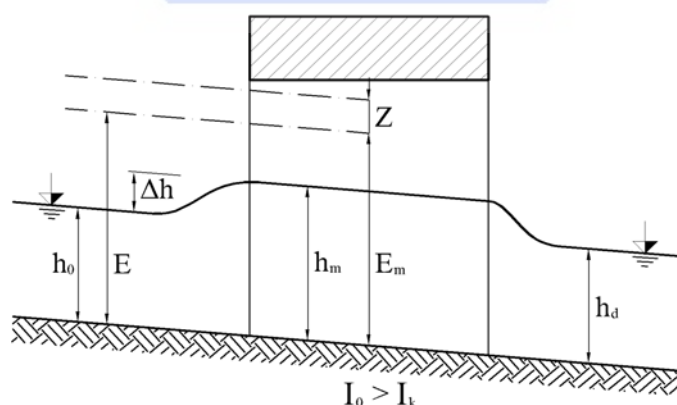
Vzdutí hladiny v profilu nad mostním objektem je $\Delta h = 3.15 - 2.20 = 0.95 \text{ m}$.

6.5.3 Bystřinný režim proudění

Na horských tocích s velkým podélným sklonem dna se mohou vyskytnout případy, kdy návrhový průtok je převáděn korytem při bystřinném režimu proudění. Dojde k tomu tehdy, když hodnota Froudova čísla $Fr > 1$ (viz rovnice 6.1).

Průběh výchozí návrhové hladiny je nutné v tomto případě stanovit v dostatečně dlouhém úseku nad mostním objektem (cca 100 až 200 m), přičemž při jeho výpočtu se postupuje ve směru proudění. Při zúžení průtočného profilu mostním objektem dochází i zde ke vzdutí hladiny, jehož výšku je třeba vyšetřit. V podstatě mohou nastat dva případy:

- a) Vlivem bočního zúžení proudu vody opěrami mostního objektu dochází mezi nimi ke zvýšení hladiny (obr.6.20), které lze určit ze specifické energie E_m průřezu v profilu mostu



Obr.6.20: Vzdutí hladiny mostním objektem při bystřinném proudění

$$E_m = h_m + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2g \cdot B^2 \cdot h_m^2} \quad (6.21)$$

kteřou lze vyjádřit rovněž ze vztahu

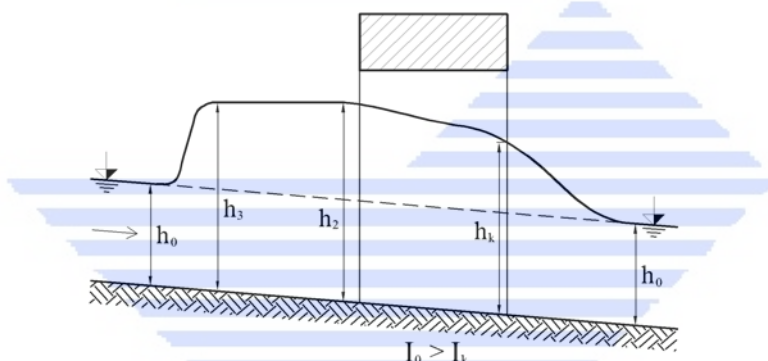
$$E_m = E - Z \cong y_0 + 0,7 \cdot \frac{v_0^2}{2g} \quad (6.22)$$

Pomocí rovnic (6.21) a (6.22) lze iteračním postupem vyšetřit hloubku vody v korytě mezi opěrami mostního objektu h_m . Vzduť nad původní hladinou je potom dáno vztahem

$$\Delta h = h_m - h_o \quad (6.23)$$

- b) Při výrazném zúžení proudu, resp. i při mírnějším zúžení bystřinného toku, jehož hloubka se blíží hloubce kritické, se může v oblasti mostního objektu vytvořit podstatně větší hloubka odpovídající říčnímu proudění. V tomto případě je vyšetření průběhu vzduť hladiny mnohem složitější (obr. 6.21).

Ve výtoku ze zúženého mostního profilu se vytvoří přibližně kritická hloubka h_k , příslušející zúženému profilu (větší než kritická hloubka normálního řečiště). Od ní se postupuje s výpočtem na obě strany. Pod mostem směrem po proudu bude hladina přecházet křivkou snížení z hloubky h_k na hloubku h_l . Směrem proti proudu se zjistí vzduť hladina před mostem h_2 pomocí vzorce pro dokonalý přepad. Dále proti proudu je proudění říční a hladina tvoří křivku vzduť, která sahá až do profilu s hloubkou h_3 , která je vzájemná k nevzduté hloubce h_l . Mezi hloubkami h_3 a h_l přejde bystřinné proudění vodním skokem do říčního proudění před mostem.



Obr.6.21: Přechod z bystřinného do říčního proudění při vzduť mostním objektem

V uvedeném případě mohou hloubky v lokalitě mostního objektu i několikanásobně převyšovat nevzdutou hloubku ve volné trati vodního toku. Jakékoliv zužování průtočného profilu mostním objektem je proto nežádoucí.

6.6 Stanovení volné výšky spodní hrany nosné konstrukce nad návrhovou hladinou

Doporučené minimální volné výšky spodní hrany mostní konstrukce nad návrhovou hladinou (NH) resp. kontrolní návrhovou hladinou (KNH) jsou uvedeny v ČSN 73 6201, tab. 12.1, přičemž návrhová hladina resp. kontrolní návrhová hladina je dána úrovní výchozí návrhové hladiny (VNH) resp. výchozí kontrolní návrhové hladiny (VKNH) v profilu mostního objektu zvětšené o vzduť tímto objektem:

$$NH = VNH + \Delta h \quad (6.24)$$

$$KNH = KVNH + \Delta h' \quad (6.25)$$

Při návrhu skutečné volné výšky spodní hrany mostní konstrukce nad návrhovou resp. kontrolní návrhovou je však třeba zvážit tyto okolnosti:

- v dlouhém úseku toku pod profilem mostního objektu dochází k postupnému (a chráněnému) zarůstání inundačního území stromovými a keřovými porosty z náletu nebo nekontrolovanou provizorní i definitivní zástavbou, což způsobuje zvyšování hladin při průchodu povodní;
- záplavové území nad profilem mostního objektu není udržované, tj. nejsou z něho odstraňovány polovyrácené stromy a keře, nebo z něho nejsou odstraněny skládky dříví, lehkého materiálu a povodní odpavitelných staveb a objektů, které mohou způsobit ucpání mostních otvorů;
- vodní tok nad profilem mostního objektu je svým charakterem náchylný k tvorbě a transportu ledů.

Při existenci uvedených rizik je žádoucí zvážit určité zvýšení minimální volné výšky spodní hrany mostní konstrukce nad návrhovou resp. kontrolní návrhovou hladinou.

6.7 Převádění extrémních povodní

Vzhledem k omezené přesnosti hydrologických podkladů nelze vyloučit - zejména na malých tocích - výskyt extrémních povodní s kulminačním průtokem převyšujícím návrhový i kontrolní návrhový průtok. V tom případě může dojít k zatopení mostních otvorů nebo až k přelévání mostovky. Tyto extrémní případy je třeba výpočtově zdokumentovat a navrhnout případná ochranná opatření (odnímatelná zábradlí apod.). Při dané hodnotě průtoku Q extrémní povodně a jemu příslušející hloubce vody h_d v korytě pod mostním objektem mohou nastat v podstatě tři případy.

6.7.1 Proudění se zatopeným vtokem a volným výtokem

Mostní otvor je zatopen, avšak nedochází ke kontaktu hladiny s dolním lícem mostovky (obr. 6.22). V tomto případě může vlivem vzduší hladiny před mostem dojít k zatopení horního čela mostní konstrukce. K tomu obvykle dochází za situace, kdy je splněna nerovnost

$$E_o > 1.1 \cdot a \quad (6.26)$$

kde E_o je energetická výška v profilu nad mostním objektem a
 a - výška mostního otvoru (m).

Energetickou výšku lze vyjádřit vztahem

$$E_o = h_c + \frac{Q^2}{\mu_v^2 \cdot 2 \cdot g \cdot S_M^2} \quad (6.27)$$

kde μ_v je součinitel výtoku, jehož hodnota se pohybuje v rozmezí $0,7 \leq \mu_v \leq 0,9$,

$S_M = a \cdot b$ - plocha průtočného profilu v mostním otvoru (m²),

h_c - snížená hloubka v profilu mostního objektu, která je funkcí výšky mostního otvoru

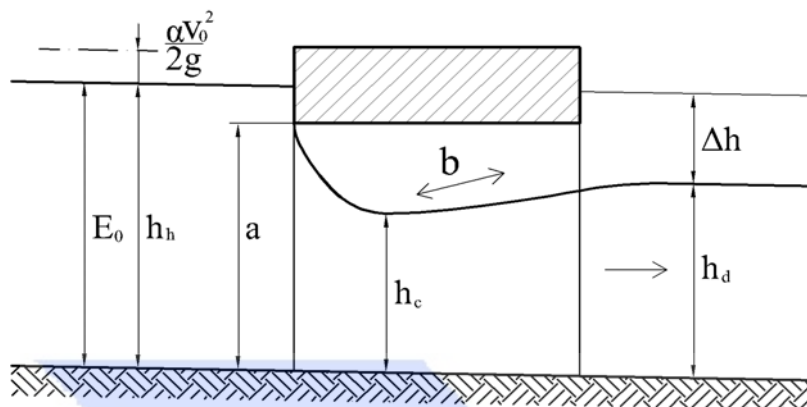
Kapacitu mostního otvoru je možné vyčíslit z rovnice

$$Q = \mu_v \cdot S_M \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(h_h + \frac{\alpha \cdot v_o^2}{2 \cdot g} - \varepsilon \cdot a \right)} \quad (6.28)$$

kde h_h je vzduť hloubka vody v profilu nad mostním objektem,

$v_o = Q/S_o$ - střední rychlost proudění v profilu nad mostním objektem,

ε - součinitel kontrakce vodního proudu, kde $0,75 > \varepsilon > 0,5$.



Obr.6.22 - Příčný řez mostním otvorem při proudění se zatopeným vtokem a volným výtokem

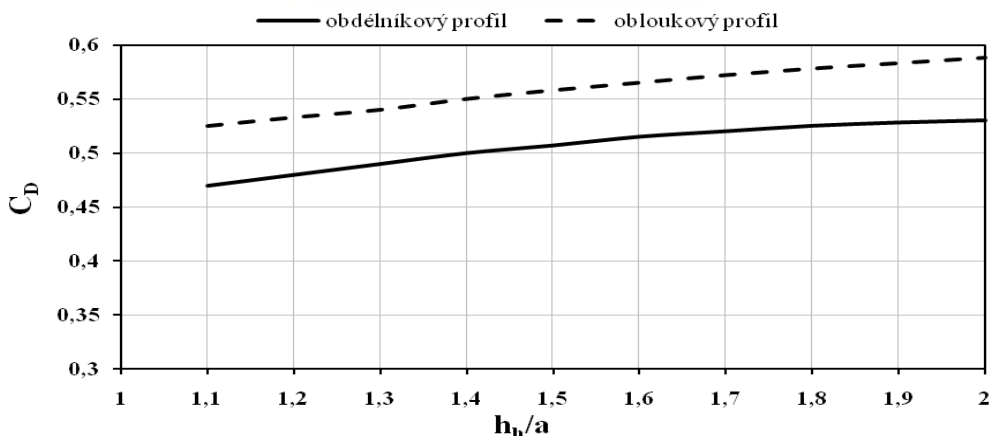
V praxi se často uvažuje $\varepsilon \approx 0.5$ ($\Rightarrow h_c = 0.5 \cdot a$), takže rovnice pro výpočet vzduť hladiny potom nabývá tvaru

$$E_o = \frac{a}{2} + \frac{Q^2}{C_D^2 \cdot 2 \cdot g \cdot S_M^2} \quad (6.29)$$

a rovnice pro výpočet kapacity mostního otvoru

$$Q = C_D \cdot S_M \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(h_h + \frac{\alpha \cdot v_o^2}{2 \cdot g} - \frac{a}{2} \right)} \quad (6.30)$$

kde C_D je průtokový součinitel pro proudění s volnou hladinou a zatopeným vtokem; jeho hodnotu v závislosti na poměru h_h/a lze odečíst z grafu na obr.6.23.



Obr.6.23: Hodnoty průtokového součinitele C_D

Dojde-li k zatopení snížené hloubky vody h_c , je pro výpočet určující hloubka dolní vody h_d . K tomu dojde tehdy, platí-li nerovnost

$$h_d > \frac{h_c}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{8 \cdot q^2}{g \cdot h_c^3}} - 1 \right) \quad (6.31)$$

kde $q = Q/S_M$ je specifický průtok ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} / \text{m}$).

Potom rovnice (6.29) a (6.30) přecházejí do tvaru

$$E_o = h_d + \frac{Q^2}{C_D^2 \cdot 2 \cdot g \cdot S_M^2} \quad (6.32)$$

a

$$Q = C_D \cdot S_M \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(h_h + \frac{\alpha \cdot v_o^2}{2 \cdot g} - h_d \right)} \quad (6.33)$$

Z rovnice (6.33) lze iteračním postupem vypočítat hodnotu hloubky h_h . Vzduť hladiny Δh způsobené mostním objektem potom bude

$$\Delta h = h_h - h_o \quad (6.34)$$

kde h_o je původní hloubka vody v profilu nad mostním objektem.

Příklad:

Mostní objekt křížuje vodní tok s upraveným lichoběžníkovým korytem se šířkou ve dně $b_k = 12 \text{ m}$, sklonem břehových svahů 1:2.5 a s podélným sklonem dna 0.00065. Součinitel drsnosti koryta je $n = 0.04$. Mostní otvor má šířku $b_m = 12 \text{ m}$ a výšku $a = 3 \text{ m}$. Kóta dna v profilu mostu je 210 m n.m., kóta nivelety mostovky je 214 m n.m. Je třeba určit úroveň vzduť hladiny v profilu nad mostním otvorem pro návrhový průtok $Q = 110 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

1. Stanovení hloubky vody v profilu pod mostním objektem

Pro výpočet je nezbytná znalost úrovně výchozí hladiny a hloubky vody v profilu pod mostním objektem. Z výpočtu průběhu hladiny při průtoku $Q = 110 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ a ustáleném nerovnoměrném proudění v přilehlém úseku vodního toku (viz kap.6.3) vyplynulo, že hloubka vody v profilu pod mostním objektem $h_d = 2.75 \text{ m}$.

2. Výpočet úrovně čáry energie nad mostem

Hloubka vody pod mostem $h_d = 2.75 \text{ m}$ je menší než výška mostního otvoru $h_m = 3.0 \text{ m}$. Lze tedy předpokládat, že voda bude proudit mostním otvorem s volnou hladinou. Vzhledem k významnému zúžení profilu mostním otvorem lze očekávat velké ztráty na vtoku a díky tomu i zatopení jeho horního čela (viz obr.6.22). K výpočtu úrovně čáry energie nad mostem lze proto použít rovnice 6.29:

$$E_o = \frac{a}{2} + \frac{Q^2}{C_D^2 \cdot 2 \cdot g \cdot S_M^2} \quad (6.29)$$

Součinitel C_D závisí na poměru h_h/a . Pro první přiblížení použijeme hodnotu $C_D = 0.47$. Pro průtočnou plochu celého mostního otvoru $S_m = 3 \cdot 12 = 36 \text{ m}^2$; potom je hodnota energetické výšky průřezu nad mostem.

$$E_o = \frac{3}{2} + \frac{110^2}{0.47^2 \cdot 19.62 \cdot (3 \cdot 12)^2} = 3.65 \text{ m}$$

3. Stanovení hloubky vody v profilu nad mostním objektem

Pro hloubku vody v profilu nad mostním objektem platí

$$h_h = E_o - \frac{\alpha \cdot v_o^2}{2 \cdot g} = E_o - \frac{\alpha \cdot Q^2}{2 \cdot g \cdot S_h^2}$$

Protože $v_o = f(h_h)$, je nezbytné použít iterační postup, přičemž lze uvažovat $\alpha \approx 1$:

- » $h_h \approx E_o = 3.65 \text{ m} \Rightarrow S_o = (12 + 2.5 \cdot 3.65) \cdot 3.65 = 77.23 \text{ m}^2 \Rightarrow v_o = 101/77.23 = 1.31 \text{ m.s}^{-1}$
 $h_h = 3.65 - (1.31 \cdot 1.31/19.62) = 3.55 \text{ m}$
- » $h_h = 3.55 \text{ m} \Rightarrow S_o = (12 + 2.5 \cdot 3.55) \cdot 3.55 = 74.13 \text{ m}^2 \Rightarrow v_o = 101/74.13 = 1.36 \text{ m.s}^{-1}$
 $h_h = 3.65 - (1.36 \cdot 1.36/19.62) = 3.54 \text{ m}$
- » $h_h = 3.54 \text{ m} \Rightarrow S_o = (12 + 2.5 \cdot 3.54) \cdot 3.54 = 73.87 \text{ m}^2 \Rightarrow v_o = 101/73.87 = 1.37 \text{ m.s}^{-1}$
 $h_h = 3.65 - (1.37 \cdot 1.37/19.62) = 3.54 \text{ m}$

4. Ověření správnosti odhadu součinitele C_D

Pro hloubku vody nad mostem $h_h = 3.54 \text{ m}$ dostaneme poměr $h_h/a = 1.18$; této hodnotě odpovídá podle grafu na obr. 6.23 velikost součinitele $C_D = 0.47$. Odhad hodnoty tohoto součinitele byl tedy správný (v opačném případě by bylo nutné opakovat celý výpočet s opravenou hodnotou C_D).

5. Kontrola, zda nedojde k zatopení mostního otvoru dolní vodou

Nejprve posoudíme, při jakém režimu proudí voda v místě předpokládané zúžené hloubky $h_c \approx 0.5 \cdot a$. To lze provést určením hodnoty Froudova čísla

$$Fr = \frac{v_c^2}{g \cdot h_c} = \frac{6.11^2}{9.81 \cdot 1.5} = 1.59 > 1 \Rightarrow \text{bystřinné proudění}$$

Vzhledem k tomu, že voda proudí pod mostem v říčním režimu proudění, musí vzniknout na přechodu mezi bystřinným a říčním prouděním vodní skok. Jeho lokalizaci lze upřesnit vyčíslením druhé vzájemné hloubky vodního skoku h_2 pro $h_1 = h_c$ a měrný průtok $q = Q/b_m = 9.17 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{8 \cdot q^2}{g \cdot h_1^3}} - 1 \right) = \frac{1.5}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{8 \cdot 9.17^2}{9.81 \cdot 1.5^3}} - 1 \right) = 5.42$$

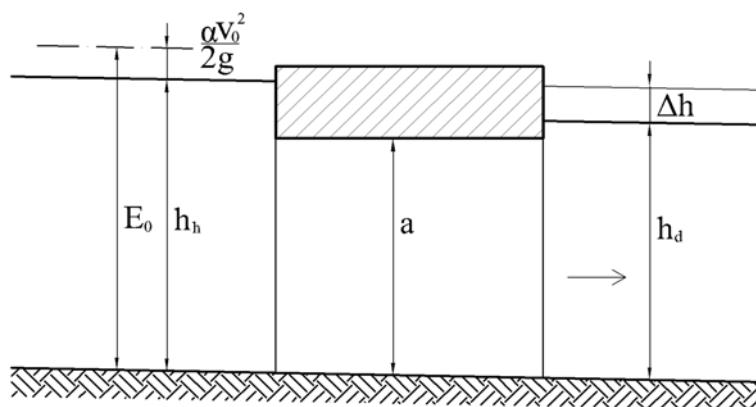
Vzhledem k tomu, že hloubka $h_2 = 5.42 > h_d = 2.75 \text{ m}$, dojde ke vzniku oddáleného vodního skoku a proto nedojde k zatopení zúžené hloubky h_c dolní vodou.

6. Posouzení vzdutí hladiny mostním objektem

Vzdutá hladina v profilu nad mostním objektem bude dosahovat úrovně 213.54 m n.m. Nedoje proto k přelévání mostovky, jejíž niveleta je na kótě 214.0 m n.m.

6.7.2 Proudění se zatopeným vtokem i výtokem

Mostní otvor je zcela zatopen nejen na vtoku, ale vlivem vysoké hladiny dolní vody i na výtoku. V tom případě je možno proudění chápat jako výtok zatopeným otvorem (obr. 6.24).



Obr. 6.24: Příčný řez mostním otvorem při proudění se zatopeným vtokem i výtokem

Pro energetickou výšku profilu před mostním otvorem lze psát

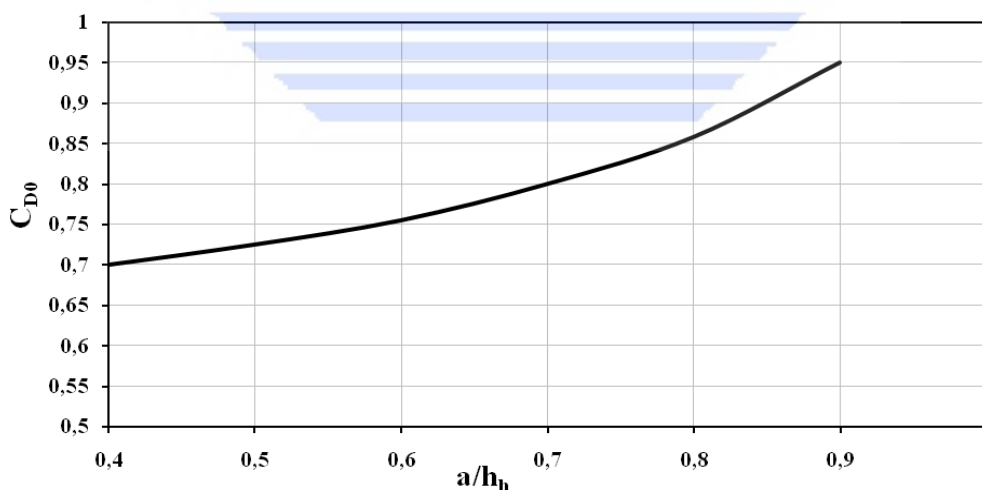
$$E_o = h_d + \frac{Q^2}{C_{D0}^2 \cdot 2 \cdot g \cdot S_M^2} \quad (6.35)$$

kde C_{D0} je průtokový součinitel pro zatopený výtok mostním otvorem.

K výpočtu vzduť hladiny nad mostním objektem lze použít rovnici pro výpočet zatopeným otvorem ve tvaru:

$$Q = C_{D0} \cdot S_M \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(h_h + \frac{\alpha \cdot v_o^2}{2 \cdot g} - h_d \right)} \quad (6.36)$$

kde C_{D0} je opět průtokový součinitel pro zatopený výtok mostním otvorem; k jeho určení lze použít závislost součinitele C_{D0} na poměru a/h_h vyšetřenou na základě výsledků modelového výzkumu i měření ve skutečnosti (obr. 6.25). Pro hodnoty $a/h_h > 0.9$ není tlakové proudění již zcela stabilní.

Obr. 6.25: Závislost průtokového součinitele C_{D0} na poměru a/h_h

Z rovnice (6.36) lze opět iteračním postupem vypočítat hodnotu hloubky h_h . Vzduť hladiny Δh způsobené mostním objektem potom bude

$$\Delta h = h_h - h_o \quad (6.34)$$

kde h_o je původní hloubka vody v profilu nad mostním objektem.

Příklad:

Mostní objekt křížuje vodní tok s upraveným lichoběžníkovým korytem s šířkou ve dně $b_k = 24$ m, sklonem břehových svahů 1:2.5 a podélným sklonem dna 0.0015. Součinitel drsnosti koryta je $n = 0.037$. Mostní otvor má šířku $b_m = 24$ m a výšku $a = 3.3$ m. Kóta dna v profilu mostu je 185 m n.m., úroveň nivelety mostovky je 189.0 m n.m. Je třeba určit úroveň vzduté hladiny v profilu nad mostním objektem pro návrhový průtok $Q = 219 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

1. Stanovení hloubky vody v profilu pod mostním objektem

Pro výpočet je nezbytná znalost úrovně výchozí hladiny a hloubky vody v profilu pod mostním objektem. Z výpočtu průběhu hladiny při průtoku $Q = 219 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ a ustáleném nerovnoměrném proudění v přilehlém úseku vodního toku (viz kap.6.3) vyplynulo, že hloubka vody v profilu pod mostním objektem $h_d = 3.40$ m.

2. Výpočet úrovně čáry energie nad mostem

Vzhledem k tomu, že je úroveň hladiny pod mostem výše než je dolní hrana mostovky, bude se jednat o proudění se zatopeným vtokem i výtokem. V tom případě se použije rovnice (6.35). Hodnotu průtokového součinitele budeme uvažovat $C_{D0} = 0.95$.

$$E_o = h_d + \frac{Q^2}{C_{D0}^2 \cdot 2 \cdot g \cdot S_M^2} = 3.4 + \frac{219^2}{0.95^2 \cdot 19.62 \cdot (24 \cdot 3.3)^2} = 3.83 \text{ m}$$

3. Stanovení hloubky vody v profilu nad mostním objektem

Pro hloubku vody nad mostním objektem platí

$$h_h = E_o - \frac{\alpha \cdot v_o^2}{2 \cdot g} = E_o - \frac{\alpha \cdot Q^2}{2 \cdot g \cdot S_h^2}$$

Protože $v_o = f(h_h)$, je nezbytné použít iterační postup, přičemž lze uvažovat $\alpha \approx 1$.

$$\gg h_h \approx E_o = 3.83 \text{ m} \Rightarrow S_h = (24 + 2.5 \cdot 3.83) \cdot 3.83 = 128.67 \text{ m}^2 \Rightarrow v_o = 219 / 128.67 = 1.71 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

$$h_h = 3.65 - (1.71 \cdot 1.71 / 19.62) = 3.68 \text{ m}$$

$$\gg h_h = 3.68 \text{ m} \Rightarrow S_h = (24 + 2.5 \cdot 3.68) \cdot 3.68 = 122.35 \text{ m}^2 \Rightarrow v_o = 219 / 122.35 = 1.79 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

$$h_h = 3.83 - (1.79 \cdot 1.79 / 19.62) = 3.67 \text{ m}$$

$$\gg h_h = 3.67 \text{ m} \Rightarrow S_h = (24 + 2.5 \cdot 3.67) \cdot 3.67 = 121.69 \text{ m}^2 \Rightarrow v_o = 219 / 121.69 = 1.80 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

$$h_h = 3.65 - (1.80 \cdot 1.80 / 19.62) = 3.67 \text{ m}$$

4. Ověření správnosti odhadu součinitele C_{D0}

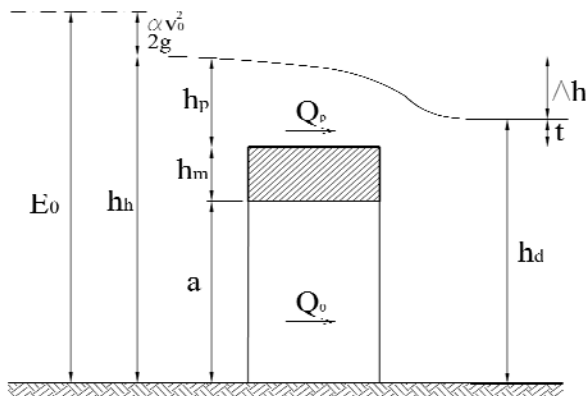
Pro hloubku vody nad mostem $h_h = 3.67$ m dostaneme poměr $a/h_h = 0.9$; této hodnotě odpovídá podle obr.6.25 hodnota součinitele $C_{D0} = 0.95$. Odhad hodnoty tohoto součinitele byl tedy proveden správně (v opačném případě by bylo nutné opakovat celý výpočet s opravenou hodnotou C_{D0}).

5. Posouzení vzdutí hladiny mostním objektem

Vzdutá hladina v profilu nad mostním objektem bude dosahovat úrovně 188.67 m n.m. Nedojde proto k přelévání mostovky.

6.7.3 Proudění s přeléváním mostovkou

V případě, že dojde ke kompletnímu zatopení a přelití mostovky a vozovky mostního objektu, spočívá výpočet v rozdělení průtoku na dolní proud procházející mostním otvorem a proud přepadající přes mostovku (obr. 6.26).



Obr.6.26: Příčný řez mostním otvorem s přeléváním mostovkou

Pro průtok protékající pod mostovkou lze použít rovnici zatopeného výtoku otvorem ve tvaru:

$$Q_o = C_{D0} \cdot S_M \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(h_h + \frac{\alpha \cdot v_o^2}{2 \cdot g} - h_d \right)} \quad (6.37)$$

kde C_{D0} je průtokový součinitel, k jehož určení lze použít graf na obr.6.25.

Průtok přepadající přes mostovku je možné vyjádřit pomocí rovnice přepadu ve tvaru:

$$Q_p = \frac{2}{3} \cdot \sigma_z \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot \left(h_p + \frac{\alpha \cdot v_o^2}{2 \cdot g} \right)^{3/2} \quad (6.38)$$

kde σ_z je součinitel zatopení,

μ - součinitel přepadu, jehož hodnota se pohybuje v rozmezí $0,6 \leq \mu \leq 0,7$,

b - šířka přepadového paprsku,

h_p - výška přepadového paprsku nad mostovkou,

v_o - střední rychlost proudění v profilu před mostním objektem.

Součinitel zatopení σ_z vyjadřuje vliv výšky hladiny dolní vody na snížení průtoku přepadem. Jeho hodnoty závisí především na poměru t/h_p a jsou uvedeny v tabulce 6.5.

Celkový průtok je potom dán součtem obou dílčích průtoků:

$$Q = Q_o + Q_p \quad (6.39)$$

Tabulka součinitelů zatopení σ

Tabulka 6.5

t/h_p	0,400	0,500	0,600	0,650	0,700	0,750	0,800
σ_z	0,990	0,980	0,960	0,940	0,906	0,858	0,790
t/h_p	0,850	0,900	0,920	0,940	0,950	1,000	
σ_z	0,699	0,575	0,515	0,449	0,412	0,0	

Stanovení vzduť hladiny mostním objektem v případě přelévání mostovky je početně velmi náročné a vyžaduje opakovaný iterační postup. Pro danou hodnotu povodňového průtoku Q a jemu příslušející hloubce dolní vody h_d se postupně volí různé úrovně vzduť nad mostem h_h , z ní se stanoví hodnoty $v_o = Q/S_o$, $h_p = h_h - (h_m + a)$ a pomocí rovnic (6.37) a (6.38) se spočítají hodnoty průtoků Q_o a Q_p . Hodnota h_h se volí tak dlouho, až je součet průtoků Q_o a Q_p roven návrhovému průtoku.

6.8 Erozní procesy a výmoly v okolí mostních objektů

Při průchodu povodňových průtoků mostním objektem vytváří mostní otvor zúžený profil, v jehož dosahu se proudění vody zrychluje. K erozi dna dochází ve chvíli, kdy je porušena stabilita dna v důsledku překročení tzv. mezní vymílací rychlosti.

Vymílání je definováno jako hloubení a přemísťování materiálu ze dna a břehů toku v důsledku erozivní činnosti proudící vody. Výmoly ve dně a eroze břehů vznikají podél podpěr a za mostním objektem. Přitom k erozivní činnosti nemusí docházet pouze u jemného a nesoudržného materiálu.

Pro výpočet a stanovení rozsahu výmolů existuje řada empirických vztahů, odvozených na základě laboratorních studií resp. s použitím omezeného rozsahu dat z polních měření. Jejich rozsah platnosti je často neznámý a jejich přesnost omezená.

Výmoly, jež se objevují na vzestupu povodně nebo na jejím vrcholu, mohou být při poklesu povodňové vlny opět zaplněny sedimenty. Jejich maximální hloubka nemůže být proto jednoduše určena po odeznění povodňové události. Lze ji ovšem určit díky jinému složení dnového materiálu (je-li výmol znovu zaplněn materiálem, nemá stejné složení jako jeho okolí).

6.8.1 Typy výmolů a jejich klasifikace

Tvorba výmolů je rozdílná na vodních tocích s pohyblivým a nepohyblivým dnem. O který z těchto případů se jedná, se pozná porovnáním střední profilové rychlosti proudění před mostem s mezní vymílací rychlostí, při jejíž překročení dochází k pohybu dnového materiálu. Je-li střední rychlost menší, nedochází nad mostem k vymílání. Tento stav označovaný jako tok s nepohyblivým dnem představuje tok bez přísunu sedimentů v úseku nad mostem, při němž lokální výmol není nahrazován jiným sedimentem z toku nad mostem. V tomto případě je růst výmolů o něco pomalejší, ale rovnoměrnější než v případě pohyblivého dna. Maximální hloubka výmolů je u nepohyblivého dna většinou zhruba o 10% větší než u toku s dnem pohyblivým.

Tok bez přísunu sedimentů z úseku nad mostním objektem (tok s nepohyblivým dnem) je charakterizován:

- plochým dnem,
- hrubým materiálem, jenž je příliš velký na to, aby byl odplavován,
- přirozenou vegetací nebo umělým zpevněním, kde jsou rychlosti vysoké jen tak, aby způsobily výmoly v blízkosti pilířů a opěr,
- zatravněným inundačním územím.

Tok s přísunem sedimentů z úseku nad mostním objektem (tok s pohyblivým dnem). V tomto případě přichází proud kontinuálně transportuje sedimenty do lokálních výmolů. Výmoly se při rovnoměrném proudění samy o sobě nevytvářejí; k tomu je nutné zvýšení rychlosti způsobené kontrakcí mostního objektu nebo jinou lokální překážkou ve vodním toku.

Toto rozdělení je důležité, protože do určitého stupně růstu výmolů bude záležet na tom, zda je dnový materiál v pohybu. Pro posouzení lze použít rovnice:

- pro střední rychlost proudění

$$v = \frac{Q}{S} \quad (6.40)$$

- pro mezní vymílací rychlost

$$v_s = 1.58[(s_s - 1)gD_{50}]^{1/2} \left(\frac{h_o}{D_{50}} \right)^{1/6} \quad (6.41)$$

kde s_s je bezrozměrná měrná hmotnost sedimentů nebo dnového materiálu (obvykle $s_s = 2.65$),

h_o - průměrná hloubka vody v korytě před mostem (m),

D_{50} - hodnota středního zrna odvozená z křivky zrnitosti dnového materiálu.

Pro přibližnou orientaci jsou hodnoty mezních vymílacích rychlostí uvedeny v tabulce 6.6. Během povodně se střední rychlosti mění a tím se mohou měnit i uvedené dva typy výmolů.

Mezní vymílací rychlosti v_s pro jednotlivé druhy zeminy a opevnění

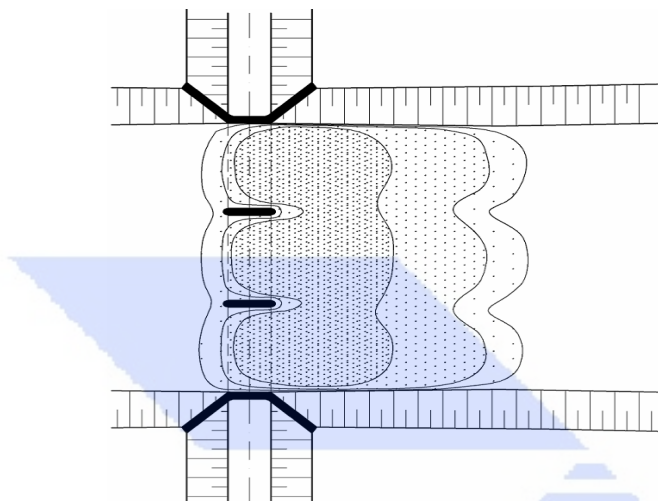
Tabulka 6.6

Zemina nebo opevnění	Velikost zrn [mm]	v_s [m.s ⁻¹] při průměrné hloubce h_o [m]			
		0,4	1,0	2,0	3,0 a více
Sypké zeminy:					
Jemnozrnný písek	0,05—0,25	0,17—0,27	0,21—0,32	0,24—0,37	0,26—0,4
Střední písek	0,25—1,00	0,27—0,47	0,32—0,57	0,37—0,65	0,40—0,70
Hrubozrnný písek	1,00—2,25	0,47—0,53	0,57—0,65	0,65—0,75	0,70—0,80
Drobný jemný štěrk	2,25—5	0,53—0,65	0,65—0,80	0,75—0,90	0,80—0,95
Drobný střední štěrk	5—10	0,65—0,8	0,80—1,00	0,90—1,10	0,95—1,20
Drobný hrubý štěrk	10—15	0,80—0,95	1,00—1,20	1,10—1,30	1,20—1,40
Jemný štěrk	15—25	0,95—1,2	1,20—1,40	1,30—1,60	1,40—1,80
Střední štěrk	25—40	1,2—1,5	1,40—1,80	1,60—2,10	1,80—2,20
Hrubý štěrk	40—75	1,5—2,00	1,80—2,40	2,10—2,80	2,20—3,00
Malé kameny	75—100	2,00—2,30	2,40—2,80	2,80—3,20	3,00—3,40
Střední kameny	100—150	2,30—2,80	2,80—3,40	3,20—3,90	3,40—4,20
Velké kameny	150—200	2,80—3,20	3,40—3,90	3,90—4,50	4,20—4,90
Valouny	nad 200	nad 3,20	nad 3,90	nad 4,50	nad 4,90
Písčité nepříliš ulehle hlíny		0,33	0,40	0,46	0,50
Písčité středně ulehle hlíny		0,70	0,85	0,95	1,10
Písčité ulehle hlíny		1,00	1,20	1,40	1,50
Písčité silně ulehle hlíny		1,40	1,70	1,90	2,10
Dlažby a opevnění:					
Drnování na plocho		0,60	0,80	0,90	1,00
Čelné drnování		1,50	1,80	2,00	2,20
Zpevnění proutím		1,80	2,20	2,50	2,70
Dlažba z kamenů 15 až 20 cm		2,50—2,90	3,00—3,50	3,50—4,00	3,80—4,30
Betonová dlažba		4,20	5,00	5,70	6,20

Obecně lze rozlišovat:

- výmoly vzniklé zúžením toku mostním objektem,
- lokální výmoly vznikající kolem pilířů a opěr.

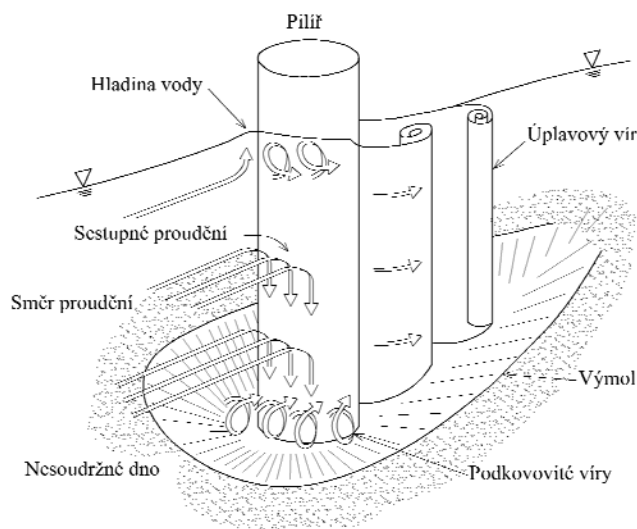
Výmoly vzniklé zúžením toku mostem se objevují podél celého příčného profilu toku jako výsledek zvýšených rychlostí (obr. 6.27). Zmenšení průtočného profilu mostním otvorem způsobuje zvětšení rychlosti proudění a tím zvětšení procesu vymílání. Při zúžení vodního proudu ze širokého inundačního území může docházet ke značnému vymílání i k poruchám břehů. K redukci tohoto druhu vymílání je třeba navrhovat dostatečně široký mostní otvor, aby nedocházelo k velkému vzrůstu rychlosti způsobenému zúžením.



Obr. 6.27: Výmoly vzniklé zúžením koryta toku mostním objektem

Lokální výmoly jsou způsobeny zvýšením rychlostí a víry, vznikajícími kolem podpěr.

Před pilířem se tvoří podkovovitý vír a za pilířem vír v oblasti úplavu (obr. 6.28). Přitékající proud vody se při přibližování k pilíři zpomaluje a v jeho ose voda stagnuje. Výsledný tlak je větší při hladině, kde jsou příchozí rychlosti vyšší, a snižuje se směrem ke dnu. Vymílání začíná, když rychlost u dna je tak velká, že překonává odpor proti pohybu dnových částic. Bez výmolů by byla rychlost u dna rovna asi 40% střední profilové rychlosti, při výskytu výmolů dosahuje okolo 80% profilové rychlosti.

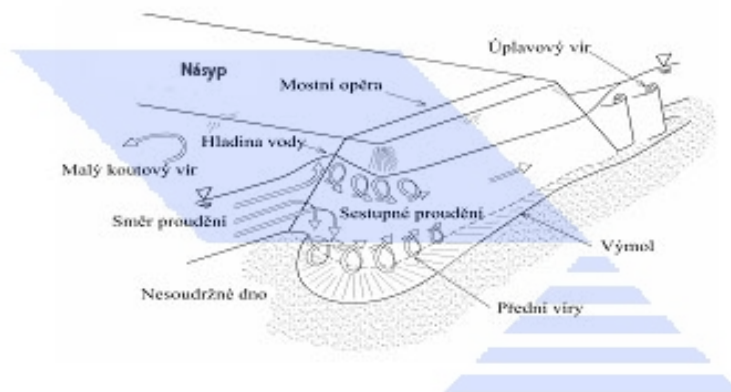


Obr. 6.28: Charakter proudění a výmol v okolí válcového pilíře

Jak výmol roste, voda obtéká pilíř a tvoří podkovovité víry, které odnáší materiál směrem po proudu. Jakmile při prohlubování výmolu rychlost u dna klesne na rychlost při rovnovážném stavu, dosáhne se rovnováhy a hloubka výmolu zůstává konstantní. Po stranách pilíře dochází k odtržení proudu, jenž má za následek vznik úplavových vírů, které způsobují nasávání sedimentu ze dna. Jakmile se vliv úplavu a rychlosti zmenší, je vymílaný materiál uložen v určité vzdálenosti od pilíře.

Pro pilíře pravoúhlého tvaru je princip tvorby výmolů podobný, avšak důsledky jsou horší. S šířkou efektivní plochy pilíře hloubka výmolu roste a místo největší hloubky výmolu se posouvá z přední části směrem po proudu. Je-li podélný sklon vodního toku velký, může se maximum výmolu objevit až na konci pilíře. Pokud je pravděpodobné, že se bude na konci pilíře měnit směr proudění, je výhodné použít jeho válcový tvar.

U opěr je tomu obdobně, ale jejich poloha u břehu může způsobit v porovnání s pilíři zpomalení toku. Přítokový proud může být pomyslně rozdělen na horní vrstvu, jež tvoří horní válec vody atakující opěru, a na dolní vrstvu, která vytváří víry a formuje dno (obr. 6.29).



Obr. 6.29: Charakter proudění a výmol v okolí opěry mostu

Část proudu vody zrychluje a protéká mostním otvorem, zatímco zbylá voda pomalu rotuje v téměř stálém místě (mrtvá zóna), fixovaná u čela opěry a břehu vodního toku. Ve vrstvách blízko dna dochází u břehů k téměř svislému proudění, zatímco blíže ke konci opěry k jeho zrychlení směrem dolů a do otvoru mostu, kde se tvoří hlavní vír. Tento základní proces je podobný u většiny tvarů opěr, a to i u mostů s křídly. V případě opěr se svislými stěnami je mrtvá zóna a tím i výmol větší; největší účinek lze očekávat u konce povodňové strany opěry, kde je hlavní vír koncentrován.

6.8.2 Faktory ovlivňující výmoly v nesoudržných zeminách

Tvorbu výmolů v nesoudržných zeminách mohou ovlivňovat tyto faktory:

- a) *Hydraulické proměnné:* průtok, hloubka před objektem, střední rychlost proudění, hustota vody, viskozita, Froudovo číslo, charakteristiky dnového materiálu, splaveninový režim toku.

Za nízkých vodních stavů může docházet ke zvětšení lokální hloubky výmolů v okolí pilíře v závislosti na jeho tvaru. Se zvyšováním vodního stavu však začíná být hloubka výmolů na hloubce vody nezávislá. Hloubka výmolů je přímo úměrná rychlosti proudění a může být ovlivněna tím, zda jde o proudění nadkritické (bystřinné) nebo podkritické (říční). Bylo provedeno pouze málo výzkumů zabývajících se tvorbou výmolů za bystřinného proudění, proto je často lepší se tomuto stavu vyhnout.

b) Utváření dna koryta:

Při velikosti středního zrna dnového materiálu > 0.7 mm se netvoří na dně toku splaveninové lavice ani jiné dnové útvary. Při hodnotách středního zrna < 0.7 mm může docházet k různému přetváření dna koryta toku - k tvorbě splaveninových lavic, dun nebo antidun. Během povodně se mohou tyto útvary měnit s měnícím se průtokem nebo být ovlivňovány jinými faktory.

c) Vlastnosti dnového materiálu:

Křivka zrnitosti, průměr zrna, objemová hmotnost sedimentu, jeho soudržné vlastnosti. Nejčastěji se používá zrno D_{50} nebo střední efektivní průměr $D_m = 1.25.D_{50}$.

d) Vývoj koryta a sekundární rysy toku:

Mnoho aluviálních koryt v širokých údolích prochází cykly degradace a agradace. To může způsobovat jejich přetváření. Některé meandry se pohybují laterálně po proudu a některé mohou být přerušeny. Tyto změny musí být při návrhu mostního objektu brány v úvahu. Vhodným způsobem jejich určení je porovnání časového vývoje pomocí map a leteckých snímků.

e) Změny v hydrologii, hydraulice nebo transportu sedimentu:

Změny v povodí mohou způsobovat změny odtoku a objemu povodňových vln, zatímco změny v korytě mohou způsobovat změny hloubek a rychlostí proudění. Všechny tyto změny ovlivní hloubku výmolů.

f) Účinky konstrukce:

Mostní konstrukce včetně délky opěr ve směru proudění ovlivňují tvorbu výmolů. Předem lze zhruba odhadnout, jak rozpětí mostního pole vzhledem k šířce koryta toku ovlivní kontrakci proudu. Kombinace vymílání koryta jeho zúžením s výmoly u opěr může způsobit poškození břehů. Proto se vyžaduje ochrana břehů a dna v okolí mostu pomocí záhozů nebo vhodně řešenými mostními křídly.

g) Geometrie opěr:

Kolmá křídla opěr na směr toku vytvářejí výmoly zhruba dvakrát větší než v případě opěr natočených ve směru toku a s vhodně hydraulicky řešeným nátokem.

h) Geometrie pilířů:

Hloubka výmolu roste se zvětšující se tloušťkou pilíře. Vliv má také tvar pilířů - pravoúhlá zhlaví zvětšují hloubku výmolu asi o 10 až 30%, zatímco usměrněním proudu okolo zhlaví proudnicového tvaru se hloubka výmolu zmenšuje. Rovněž délka pilíře může značně ovlivnit hloubku výmolů, obzvláště svírá-li pilíř se směrem proudění určitý úhel.

i) Natočení pilíře ke směru proudění:

Hloubka výmolu roste s rostoucím úhlem natočení pilíře v závislosti na jeho tloušťce, tvaru a zkosení. Pokud jsou stěny pilíře natočeny po proudu, tvorby výmolů se redukují, zatímco natočení proti proudu hloubku výmolu zvětšuje. Natočení pilíře o 45° směrem po proudu by mělo snižovat hloubku výmolu maximálně asi o 20 %, kdežto natočení směrem proti proudu by mělo způsobit maximální zvýšení výmolu asi o 10 % (obr.6.33).

j) Typ proudění:

Principiálně lze rozlišovat tři základní typy proudění vody mostním objektem nebo propustkem - volný vtok i výtok, zahlcený vtok a volný výtok, zatopený vtok i výtok (tlakové proudění). Vertikální kontrakce podhledu mostu často odkloní proud dolů směrem ke dnu a tím zvýší potenciál k vymílání.

k) *Ledová zácpa:*

Možnost výskytu ledové zácpy může ovlivnit návrh geometrie pilířů a opěr. Ledové zácpy mohou zmenšit průtočnou plochu mostního otvoru a odklonit proudění směrem ke dnu koryta. Ještě nebezpečnější může být, když je led akumulován blízko u dna. Měření výmolů při ledových zácpách ukázala, že mohou dosáhnout hloubky 3 až 6 m. Nejlepším opatřením proti akumulaci plovoucího ledu jsou svislé pilíře s oblým ohlavičím. Výskyt ledové zácpy je těžko předvídatelný, ale pokud se předpokládá, pak by měly být pilíře navrženy širší, než se původně předpokládalo.

6.8.3 Určení hloubky výmolů v nesoudržných zeminách

Hloubka výmolů je ovlivněna zúžením koryta mostem a navazujícími násypy, ale je také ovlivněna přirozeným zúžením proudu, stavem břehů, vegetačním porostem, akumulací spláví, ledovými zácpami a meandry říčního koryta. V meandrech jsou výmoly koncentrovány na jejich vnější straně, popř. během povodní blíže středu koryta, kam se může hlavní proudnice posunout. Kromě charakteristik koryta a režimu proudění je hloubka výmolů ovlivňována i tvarem pilířů a jejich uspořádáním.

Uprostřed vodního toku je proudění vcelku rovnoměrně rozdělené, proto je určování hloubky výmolů u pilířů jednodušší, než v případě opěr a násypů. Násypy mohou křížit celou šířku inundačního území a to od vnějšího okraje, kde hloubka a rychlost proudění mohou být rovny nule, až ke korytu, kde jsou rychlosti proudění velké; rychlostní pole je proto v těchto případech značně nerovnoměrné.

Obecně nevadí, když je při povodni mostní objekt přeléváný i přes mostovku, ale bylo by katastrofální, pokud by mostní konstrukce byla porušena z důvodu podemletí základů. Proto důsledky překročení návrhové povodně jsou mnohem horší z hlediska stavební funkce než z hlediska hydraulického. Základy mostu by proto měly být vždy nejméně 2 m pod úrovní říčního dna po odečtení hloubky celkového výmolu. Pokud je to možné, měly by být základy všech mostních opěr navrženy ve stejné hloubce, aby bylo umožněno přetváření koryta během životnosti mostu.

Počítá-li se s ucpáváním mostních otvorů ledy a se značnými tlaky od ledu, musí být nosná konstrukce bezpečně spojena se spodní stavbou. Tlaky působící na podhled mostovky nebo na mostní klenby zvyšují totiž nebezpečí poškození celé mostní konstrukce.

Určování hloubky výmolů obvykle pozůstává z těchto kroků:

1. shromáždění dat: hydrologická, hydraulická, topografická a terénní data (vzorek dnové-ho materiálu z koryta a z inundačního území - křivka zrnitosti), vizuální posouzení stability koryta, chování jiných mostů v dané oblasti, geotechnická data (vhodnost nosného materiálu, návrh rozpětí mezi břehovými pilíři, počet pilířů);
2. analýza dlouhodobých změn koryta toku: na základě terénních pozorování, místních plánů na rozvoj území a odhadu režimu proudění - zhodnocení, zda dno koryta toku zůstane na současné úrovni nebo bude docházet k jeho degradaci popř. agradaci (ukládání sedimentů);
3. určení, zda se bude jednat o režim pohyblivého nebo nepohyblivého dna, tj. zda bude v průběhu povodňové události docházet k transportu splavenin z úseku nad mostem (rovnice 6.39 a 6.40);
4. výpočet hloubky výmolů zúžením mostním objektem;
5. výpočet hloubky výmolů u pilířů;
6. výpočet hloubky výmolů u opěr;

7. analýza a zhodnocení návrhu: posouzení, zda byly vzaty v úvahu všechny relevantní faktory, zda je nutné upravit rozpětí mostních polí, typ pilířů nebo opěr, jejich tloušťku, rozestupy nebo zda je třeba navrhnout ochranu pomocí záhozů, popř. zda může být návrh proveden úsporněji;
8. návrh základů je třeba provést s respektováním požadovaného stupně bezpečnosti. Základy je nutné umístit pod úroveň maximální hloubky výmolů; řešení by mělo být provedeno pro návrhový a kontrolní návrhový průtok.

6.8.3.1 Výpočet hloubky výmolů zúžením mostním objektem

Uvedené vzorce a příklady slouží pouze k hrubému odhadu hloubky výmolů v okolí podpěr. K přesnému stanovení hloubky výmolů je nutno provést výzkum na hydraulickém modelu.

Výmoly vytvářené zúžením mostním objektem dosahují různých hloubek na vodních tocích s pohyblivým dnem nebo s dnem nepohyblivým. Lze to zjistit porovnáním střední přítokové rychlosti

$$v = \frac{Q}{S} \quad (6.42)$$

kde Q je průtok v korytě (m^3/s),
 S - průtočná plocha v korytě před mostem (m^2),

s mezní vymílací rychlostí

$$v_s = 6.36 \cdot (h_1)^{1/6} \cdot (D_{50})^{1/3} \quad (6.43)$$

kde h_1 je hloubka v korytě před mostem (m),
 D_{50} - střední průměr zrna materiálu dna koryta.

a) Jestliže $v < v_s$, je splněna podmínka nepohyblivého dna, v korytě toku nedochází k transportu splavenin a sedimenty nejsou přinášeny z úseku nad mostním objektem. V tom případě lze předpokládat, že dnový materiál v mostních otvorech má efektivní střední průměr zrna:

$$D_M = 1.25 \cdot D_{50} \quad (6.44)$$

Střední hloubka při průtoku mostním otvorem je:

$$h_2 = \left(\frac{Q_2^2}{36 \cdot b^2 \cdot (D_M)^{2/3}} \right)^{3/7} \quad (6.45)$$

kde Q_2 je průtok mostním otvorem ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$),
 b - šířka dna mostního otvoru zmenšená o šířku pilířů (m),
 D_M - efektivní průměr zrna dnového materiálu (m).

Střední hloubka výmolů je dána vztahem:

$$d_{sc} = h_2 - h_1 \quad (6.46)$$

kde h_2 je střední hloubka při průtoku mostním otvorem (m),
 h_1 - hloubka v korytě před mostem (m).

Příklad:

Obdélníkové koryto před mostem má šířku 7,5 m a při průtoku $6,9 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ je hloubka vody 1,0 m. Materiál dna má objemovou hmotnost $2650 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ a průměr zrna $D_{50} = 0,01 \text{ m}$. Je třeba vypočítat střední hloubku výmolu zúžením, prochází-li celý průtok obdélníkovým mostním otvorem o šířce $b = 4,0 \text{ m}$.

$$\text{Střední přítoková rychlost} \quad v = \frac{Q}{S} = \frac{6,9}{7,5 \cdot 1,0} = 0,92 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

kde Q je průtok v korytě ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$),
 S - průtočná plocha v korytě před mostem (m^2).

$$\text{Mezní vymílací rychlost} \quad v_s = 6,36 \cdot (h_1)^{1/6} \cdot (D_{50})^{1/3} = 6,36 \cdot (1,0)^{1/6} \cdot (0,01)^{1/3} = 1,37 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

kde h_1 je hloubka v korytě před mostem (m).

Porovnáním vychází $v < v_s$. Tím byla splněna podmínka nepohyblivého dna - sedimenty nejsou přinášeny z úseku nad mostním objektem. Lze tedy aplikovat rovnice určené pro tento případ:

dnový materiál v mostních otvorech má efektivní střední průměr zrna:

$$D_M = 1,25 \cdot D_{50} = 1,25 \cdot 0,01 = 0,0125 \text{ m}$$

střední hloubka při průtoku mostním otvorem:

$$h_2 = \left(\frac{Q_2^2}{36 \cdot b^2 \cdot (D_M)^{2/3}} \right)^{3/7} = \left(\frac{6,9^2}{36 \cdot 4,0^2 \cdot 0,0125^{2/3}} \right)^{3/7} = 1,20 \text{ m}$$

a střední hloubka výmolu zúžením:

$$d_{sc} = h_2 - h_1 = 1,20 - 1,00 = 0,20 \text{ m}$$

b) Jestliže $v > v_s$, je splněna podmínka pohyblivého dna - sedimenty jsou přinášeny z úseku nad mostem. V tom případě lze použít pro výpočet střední hloubky vody při průtoku mostním otvorem rovnici:

$$h_2 = h_1 \cdot \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \cdot \left(\frac{B}{b} \right)^{k_1} \cdot \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^{k_2} \quad (6.47)$$

kde h_1 je hloubka v korytě před mostem (m),
 Q_1 - průtok transportující sedimenty v korytě nad mostem ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$),
 Q_2 - průtok zúženým mostním profilem ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$),
 B - šířka koryta toku nad mostem (m),
 b - šířka mostních otvorů (m),
 n_1 - Manningův součinitel drsnosti v korytě nad mostem ($\text{s} \cdot \text{m}^{-1/3}$),
 n_2 - Manningův součinitel drsnosti v zúženém mostním profilu ($\text{s} \cdot \text{m}^{-1/3}$).

Hodnoty exponentů k_1 a k_2 se určí v závislosti na poměrné rychlosti proudění U_1^* / w pomocí tabulky 6.7, přičemž

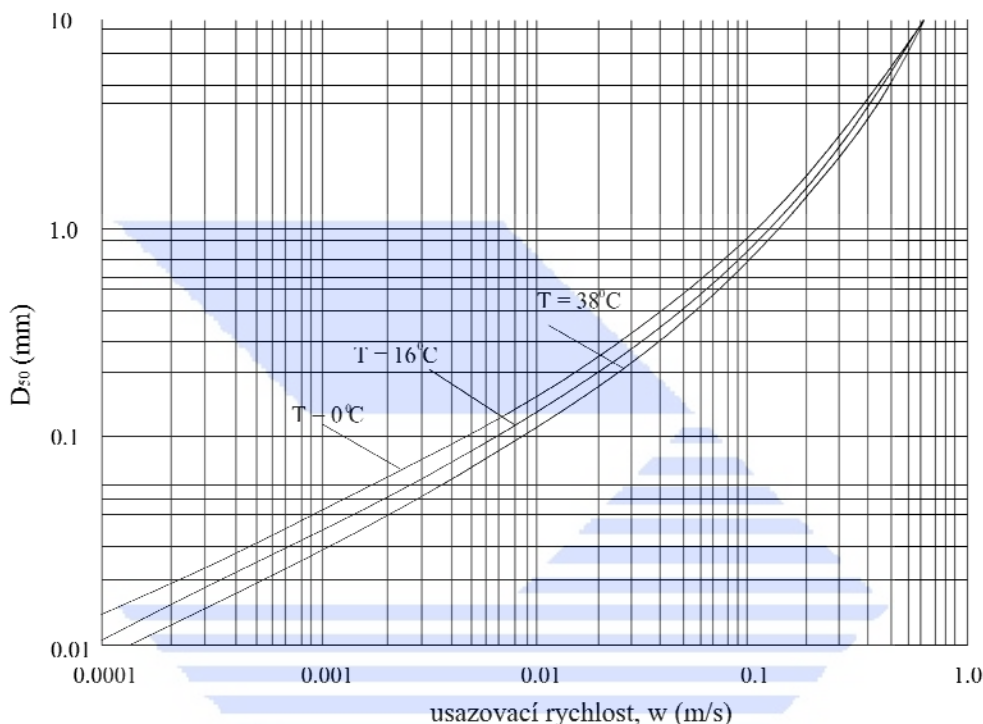
$$U_1^* = (g \cdot h_1 \cdot S_{F1})^{1/2} \quad (6.48)$$

kde S_{F1} je podélný sklon čáry energie v přilehlém úseku toku, který lze předpokládat rovný sklonu dna a w je střední usazovací rychlost dnového materiálu, která je závislá na velikosti středního zrna D_{50} a teplotě vody T podle obr. 6.30.

Určení exponentů k_1 a k_2

Tabulka 6.7

Hodnota U_1^*/w	k_1	k_2	Režim transportu dnového materiálu
< 0.50	0.59	0.07	Materiál většinou v kontaktu se dnem
0.50 - 2.0	0.64	0.21	Část dnového materiálu je v suspenzi
> 2.00	0.69	0.37	Většina dnového materiálu je v suspenzi

Obr. 6.30: Změny usazovací rychlosti materiálu v závislosti na velikosti zrna D_{50} a na teplotě vody

Střední hloubka výmolu zúžením je potom

$$d_{sc} = h_2 - h_1 \quad (6.46)$$

Příklad:

Koryto toku nad mostem má v příčném profilu obdélníkový tvar. Jeho šířka je 20 m a při průtoku $25,84 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ je hloubka vody v korytě 1,70 m. Střední velikost zrna D_{50} je 0,5 mm (0,0005 m). Sklon čáry energie S_{F1} se předpokládá roven sklonu dna a to 1:3000. Most má dvě pole, o světlosti 5 m, oddělená pilířem. Všechny přitékající průtok prochází mostními otvory. Teplota vody je 16°C . Je třeba určit průměrnou velikost výmolu v mostních otvorech.

Střední přítoková rychlost $v = \frac{Q}{S} = \frac{25,84}{20 \cdot 1,70} = 0,76 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$

a mezní vymílací rychlost $v_s = 6,36 \cdot (h_1)^{1/6} \cdot (D_{50})^{1/3} = 6,36 \cdot (1,70)^{1/6} \cdot (0,0005)^{1/3} = 0,55 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$

Porovnáním vychází $v > v_s$. Tím je splněna podmínka pohyblivého dna - z úseku nad mostem jsou přinášeny splaveniny. Je tedy třeba aplikovat postup určený pro tento případ. Vypočítá se hodnota rychlosti U_1^* před mostem

$$U_1^* = (g \cdot h_1 \cdot S_{F1})^{1/2} = (9.81 \cdot 1.70 \cdot 0.00033)^{1/2} = 0.075 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

a z grafu na obr.6.31 se odečte hodnota střední usazovací rychlosti dnového materiálu w , která pro velikost zrna $D_{50} = 0,5 \text{ mm}$ a teplotu vody $T = 16^\circ\text{C}$ je $0,08 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$.

Poměr $U_1^* / w = 0.075 / 0.08 = 0.94$ a z tabulky 6.7 se odečte velikost koeficientu $k_1 = 0.64$.

Za předpokladu, že velikost součinitele drsnosti se nemění, všechny splaveniny nesené průtokem procházejí mostními otvory ($Q_1 = Q_2$) a šířka mostních otvorů $b = 2.5 = 10 \text{ m}$, je střední hloubka při průtoku mostním otvorem:

$$h_2 = 1.70 \cdot \left(\frac{25.84}{25.84} \right)^{6/7} \cdot \left(\frac{20}{10} \right)^{0.64} = 2.65 \text{ m}$$

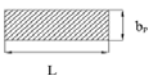
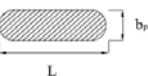

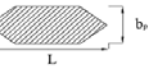

Střední hloubka výmolu zúžením potom je $d_{SC} = h_2 - h_1 = 2.65 - 1.70 = \underline{\underline{0.95 \text{ m}}}$

6.8.3.2 Výpočet hloubky výmolů u pilířů

K určení hloubky lokálních výmolů u pilířů mostních objektů lze použít vztahu (Richardson a Davis 2001):

$$d_{SP} = 2.0 \cdot k_{1P} \cdot k_{2P} \cdot k_{3P} \cdot k_{4P} \cdot k_w \cdot b_p^{0.65} \cdot h_2^{0.35} \cdot Fr_2^{0.43} \quad (6.49)$$

kde d_{SP} - hloubka lokálního výmolu u pilířů (m),
 k_{1P} - korekční koeficient závislý na tvaru pilíře (obr. 6.31)
 k_{2P} - korekční koeficient závislý na směru proudění vody (rovnice 6.50, obr. 6.32),
 k_{3P} - korekční koeficient závislý na charakteru dna koryta (tab. 6.8)
 k_{4P} - korekční koeficient závislý na velikosti zrna dna materiálu (rovnice 6.51),
 k_w - korekční koeficient závislý na tloušťce pilíře a hloubce vody (rovnice 6.55),
 b_p - tloušťka pilíře (m),
 h_2 - hloubka vody před mostním pilířem (m),
 Fr_2 - Froudovo číslo (viz rovnice 6.56).

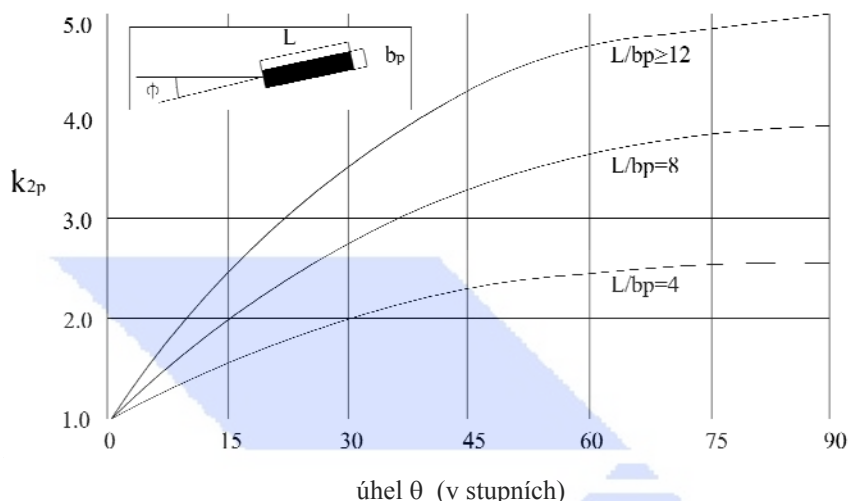
Tvar pilíře	Hodnota k_{1P}	
Obdélníkový	1,1	→ 
Zaoblený	1,0	→ 
Válcový	1,0	→ 
Ostrohranný	0,9	→ 
Skupina válcových pilířů	1,0	→ 

Obr. 6.31: Určení koeficientu k_{1P} podle tvaru pilíře

Je-li úhel θ , který svírá podélná osa pilíře se směrem proudění (obr. 6.32) větší než 5° , uvažuje se hodnota koeficientu $k_{1P} = 1$.

Hodnota koeficientu k_{2P} je závislá na poměru L/b_p (L – délka pilíře ve směru proudění, b_p – tloušťka pilíře) a na úhlu θ . K určení koeficientu k_{2P} lze použít rovnici (6.50), příp. sestrojený graf na obr. 6.32. Pokud je poměr L/b_p větší než 12, uvažujeme hodnotu 12.

$$k_{2P} = \left(\cos \theta + \frac{L}{b_p} \sin \theta \right)^{0.65} \quad (6.50)$$



Obr. 6.32: Určení koeficientu k_{2P}

Stanovení součinitele k_{3P} podle dnových poměrů Tabulka 6.8

Dnové poměry	Výška duny H (m)	k_{3P}
Výmol nepohyblivé dno	-	1.1
Rovné dno a antiduny	-	1.1
Malé duny	0.6 – 3.0 m	1.1
Střední duny	3.0 – 9 m	1.1 – 1.2 *
Velké duny	> 9 m	1.3 *

*)Výskyt dun těchto rozměrů nelze v podmínkách ČR předpokládat

Hodnota koeficientu k_{4P} se stanoví v závislosti na D_{50} takto:

- je-li $D_{50} < 2$ mm nebo $D_{95} < 20$ mm $\rightarrow k_{4P} = 1$
- je-li $D_{50} \geq 2$ mm nebo $D_{95} \geq 20$ mm $\rightarrow k_{4P} = 0,4 (v_R)^{0,15}$ (6.51)

kde

$$v_R = \frac{v_2 - v_{icD_{50}}}{v_{cD_{50}} - v_{icD_{95}}} > 0 \quad (6.52)$$

$$v_{icD_x} = 0,645 \left(\frac{D_x}{b_p} \right)^{0,053} \cdot v_{cD_x} \quad (6.53)$$

$$v_{cD_x} = 6,19 \cdot h_2^{1/6} \cdot D_x^{1/3} \quad (6.54)$$

v_2 – rychlost proudění před pilířem ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$),

- v_{icD_x} - potřebná rychlost proudění vody způsobující tvorbu výmolu dnového materiálu o velikosti zrna D_x (m),
- v_{cD_x} - kritická rychlost proudění vody způsobující počáteční pohyb dnového materiálu o velikosti zrna D_x (m),
- D_x - průměr zrna dna materiálu ($x = 50 \rightarrow D_{50}$; $x = 95 \rightarrow D_{95}$),
- h_2 - hloubka vody před mostním pilířem (m).

Minimální hodnota korekčního koeficientu k_{4P} je 0,4. Tato hodnota by měla být použita, pokud platí podmínka $v_2 < v_{icD_{50}}$.

Korekční koeficient k_w se používá, pokud je splněna alespoň jedna z následujících podmínek:

- poměr hloubky vody h_2 ku tloušťce pilíře b_p je menší než 0,8 ($h_2/b_p < 0,8$) a současně platí, že Froudovo číslo je menší než 0,8 ($Fr_2 < 0,8$),
- poměr tloušťky pilíře b_p ku střednímu zrnu materiálu dna D_{50} je větší než 50 ($b_p/D_{50} > 50$) a současně platí, že Froudovo číslo je menší než 0,8 ($Fr_2 < 0,8$).

Pokud není ani jedna podmínka splněna, rovná se hodnota $k_w = 1$. Pokud je splněna alespoň jedna podmínka, hodnota korekčního koeficientu k_w se určí ze vztahu:

$$k_w = 1,04 \left(\frac{h_2}{b_p} \right)^{0,15} \cdot Fr_2^{0,21} \quad (6.55)$$

Froudovo číslo Fr_2 se určí pomocí rovnice

$$Fr_2 = \frac{v_2}{(g \cdot h_2)^{1/2}} \quad (6.56)$$

Příklad:

Hloubka vody před zaobleným mostním pilířem je 1,5 m, tloušťka pilíře je 1,0 m, rychlost proudění $1,5 \text{ m.s}^{-1}$. Pilíř je vzhledem k směru proudění umístěn šikmo o úhel $\theta = 7^\circ$. Délka pilíře ve směru proudění $L = 10,0 \text{ m}$. Předpokládá se, že dno vodního toku je rovné. Je třeba vypočítat hloubku lokálního výmolu u pilíře. Ze zrnitostní křivky materiálu dna byly odečteny hodnoty $D_{50} = 16 \text{ mm}$ a $D_{95} = 78 \text{ mm}$.

Z obr. 6.31 je $k_{1P} = 1,0$ (zaoblený tvar pilíře).

Pro úhel $\theta = 7^\circ$ a poměr $L/b_p = 10$ je podle rovnice (6.50) $k_{2P} = 1,675$. Z tabulky 6.8 se odečte pro rovné dno hodnota koeficientu $k_{3P} = 1,1$. Pro určení koeficientu k_{4P} je nutné nejprve spočítat:

- $v_{cD_{50}} = 6,19 \cdot 1,5^{1/6} \cdot 0,016^{1/3} = 1,67$
- $v_{icD_{50}} = 0,645 \left(\frac{0,016}{1,0} \right)^{0,053} \cdot 1,67 = 0,87$
- $v_{cD_{95}} = 6,19 \cdot 1,5^{1/6} \cdot 0,078^{1/3} = 2,83$
- $v_{icD_{95}} = 0,645 \left(\frac{0,078}{1,0} \right)^{0,053} \cdot 2,83 = 1,59$

- $v_R = \frac{1,5 - 0,87}{1,67 - 1,59} = 7,88$
- $k_{4P} = 0,4 (7,88)^{0,15} = 0,55$

Poněvadž pro zadané hodnoty b_p a D_{50} platí $b_p / D_{50} = 1,0 / 0,016 = 62,5 > 50$ a Froudovo číslo je $Fr_2 = \frac{1,5}{(9,81 \cdot 1,5)^{1/2}} = 0,39 < 0,8$ (splněna podmínka výpočtu k_w), vypočte se korekční

koeficient k_w dle rovnice (6.55) $\rightarrow k_w = 1,04 \left(\frac{1,5}{1,0} \right)^{0,15} \cdot 0,39^{0,21} = 0,91$

Střední hloubka výmolu u pilíře potom je:

$$d_{SP} = 2,0 \cdot 1,0 \cdot 1,675 \cdot 1,1 \cdot 0,55 \cdot 0,91 \cdot 1,0^{0,65} \cdot 1,5^{0,35} \cdot 0,39^{0,43} = \underline{1,42 \text{ m}}$$

6.8.3.3 Výpočet hloubky výmolů u opěr

K určení hloubky lokálního výmolu u opěry mostního objektu lze použít vztahu (Froehlich):

$$d_{SP} = h_{M1} + 2,27 \cdot k_{1A} \cdot k_{2A} \cdot L_A^{0,43} \cdot h_{M1}^{0,57} \cdot Fr_{M1}^{0,61} \quad (6.57)$$

kde h_{M1} - střední hloubka vody v inundačním území před mostem (m),
 k_{1A} - koeficient závislý na typu opěry (tab. 6.9),
 k_{2A} - koeficient závislý na úhlu mezi podélnou osou mostovky a linií břehů (rovnice 6.59 a obr. 6.33),
 L_A - délka opěry promítnutá kolmo na směr proudění (m),
 Fr_{M1} - Froudovo číslo proudění před mostem dané vztahem

$$Fr_{M1} = \frac{v_{M1}}{(g \cdot h_{M1})^{1/2}} \quad (6.58)$$

kde v_{M1} je střední rychlost proudění vody v inundačním území před mostem ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$).

Stanovení koeficientu k_{1A} podle typu opěry

Tabulka 6.9

Typ opěry	k_{1A}
Opěra s kolmými křídly na směr toku	1.00
Opěra se šikmými křídly na směr toku	0.82
Vhodně hydraulicky upravená opěra	0.55

Koeficient k_{2A} se určí pomocí vztahu

$$k_{2A} = (\Phi / 90)^{0,13} \quad (6.59)$$

kde Φ je úhel mezi podélnou osou mostovky a linií břehů, nebo osou toku, pro který dle obr. 6.33 platí:

- $\Phi < 90^\circ$ - pokud je úhel měřen k linii břehu po směru proudění,
- $\Phi > 90^\circ$ - pokud je úhel měřen k linii břehu proti směru proudění.

Délka opěry promítnutá kolmo na směr proudění:

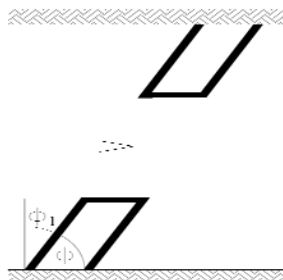
$$L_A = L \cdot \cos \Phi_1 \quad (6.60)$$

kde L je délka opěry ve směru osy mostovky,

Φ_1 - úhel mezi podélnou osou mostovky a kolmicí k linii břehu (obr. 6.33),

$$\Phi_1 = 90 - \Phi \quad - \quad \text{je-li } \Phi \leq 90^\circ,$$

$$\Phi_1 = \Phi - 90 \quad - \quad \text{je-li } \Phi > 90^\circ.$$



Obr.6.33: Určení úhlu Φ mezi opěrou a vodním tokem

Příklad:

Podélná osa násypu vedoucí k opěře mostu je zešikmena vzhledem ke kolmici k linii břehu o úhel $\Phi_1 = 10^\circ$. Délka opěry je 20 m (měřeno podél osy), opěra je hydraulicky vhodně upravena. Odhadnutá střední hloubka vody v inundačním území před mostem je 0,9 m a střední rychlost proudění $0,65 \text{ m.s}^{-1}$. Je třeba vypočítat maximální hloubku výmolu u opěry.

Pro hodnoty $h_{MI} = 0,9 \text{ m}$ a $v_{MI} = 0,65 \text{ m.s}^{-1}$ je Froudovo číslo dle rovnice (6.58) $F_{MI} = 0,22$.

Koeficient k_{1A} má podle tabulky 6.9 pro opěru hydraulicky vhodně upravenou hodnotu $k_{1A} = 0,55$. Výmol bude největší u opěry na pravé straně toku (dle obr. 6.33), kde platí $\Phi = 10^\circ + 90^\circ = 100^\circ$. Koeficient k_{2A} se určí z rovnosti:

$$k_{2A} = (\Phi / 90)^{0.13} = (100 / 90)^{0.13} = 1.014$$

Délka opěry promítnutá kolmo na směr proudění

$$L_A = L \cdot \cos \Phi_1 = 20 \cdot \cos 10^\circ = 19,7 \text{ m}$$

a hloubka výmolu u opěry dle rovnice (6.57) potom je:

$$d_{SP} = 0,9 + 2,27 \cdot 0,55 \cdot 1.014 \cdot 19,7^{0.43} \cdot 0,9^{0.57} \cdot 0,22^{0.61} = \underline{2,61 \text{ m}}$$

6.8.3.4 Celková hloubka výmolu

Obecně platí, že celkový výmol (d_s) = vymílání koryta (Δd) + výmol zúžením (d_{SC}) + lokální výmol (d_{SL}). Nicméně uvedené typy výmolů se sčítají pouze tehdy, pokud se překrývají.

6.8.4 Ochrana mostních podpěr pomocí záhozů

Nejlepším a ekonomicky nejefektivnějším způsobem je návrh mostního objektu, při němž jsou jeho základy umístěny dostatečně hluboko pod úroveň výmolů resp. jsou dostatečně ochráněny záhozy. Dalším opatřením je optimalizace umístění a uspořádání mostu, obzvláště s ohledem na převádění povodňových vln. Rovněž je vyžadován vhodný hydraulický návrh, s vhodnou

šířkou mostních polí, vhodně zaoblenými podpěrami směřovanými tak, aby se vyhnulo jejich excentricitě.

Jednou z nejběžnějších metod na zmírnění výmolů je umístění záhozů z velkých kusů kamene do oblasti očekávaných výmolů. Pokud je k dispozici vhodná a dosažitelná hornina, je tato metoda nejeekonomičtější. Pokrývka z kamenného záhozu má tu výhodu, že je flexibilní, může se měnit, oprava je jednoduchá, jednoduché je její umístění, je odolná.

Pokud je ovšem zához nevhodně umístěn, může dokonce výmoly způsobit. Během povodní mohou velké rychlosti a turbulence v mostním objektu zához zdeformovat resp. přemístit, proto se doporučuje pravidelný monitoring. Zához by se neměl používat na sklonech větších než 1:1,5. Tento jednoduchý limit spolu s použitím správného průměru tříděného kamene může eliminovat mnoho potenciálních problémů.

Pokud se navrhuje zához u opěr, jsou častými způsoby narušení:

- pohyb a eroze záhozu jako důsledek vysokých rychlostí a silných vírů, které zához ničí - pokud není velikost kamene dostatečná;
- postupné sesouvání záhozu, které může být vyvoláno výmoly u jeho paty. Zához potom klouže podél roviny filtrační vrstvy nebo podél břehů, které jsou příliš strmé. Tyto poruchy mohou být indikovány trhlinami souběžnými s korytem toku v horní části záhozové vrstvy;
- poklesové trhliny podél vnitřní smykové plochy záhozu - vyskytují se, pokud je sklon blízký sklonu danému úhlem vnitřního tření záhozu.

U pilířů může docházet k narušení záhozů:

- tím, že kámen není dostatečně velký nebo těžký, aby vydržel proudění u dna a působení podkovovitých vírů;
- v důsledku eroze podkladového dnového materiálu jeho vyplavováním mezerami mezi hrubým záhozovým materiálem;
- erozí přirozeného dnového materiálu vedle záhozu, která způsobuje malé výmolové díry vedoucí k následné poruše.

Uvedeným problémům se lze vyhnout, pokud je zához dostatečně velký a těžký, pokud je zajištěna dostatečná tloušťka záhozové vrstvy - přinejmenším větší než rozměr kamene, pokud je zřízen kamenný nebo tkaninový filtr k zachycení dnového materiálu a pokud je zajištěno, že zához je rovnoměrně rozprostřen po oblasti ohrožené výmoly.

Pro výpočet potřebné velikosti záhozového kamene musí být vzaty do úvahy faktory jako rychlost proudění, které musí odolat, měrná hmotnost, tvar a ostrohrannost kamene, hloubka proudění, stupeň turbulence, zakřivení proudění a úhel sklonu.

U opěr lze pro určení středního průměru kamene záhozu použít při $Fr \leq 0.8$ vztah:

$$D_{50} = \frac{K \cdot h}{(s_s - 1)} \left(\frac{v^2}{g \cdot h} \right) \quad (6.61)$$

kde Fr je Froudovo číslo,
 v - průměrná rychlost proudění v zúženém profilu (m.s^{-1}),
 s_s - bezrozměrná objemová hmotnost (u kamenného záhozu obvykle $s_s = 2,65$),
 h - hloubka vody v mostním profilu (m),
 K - je rovno 0,89 pro vhodně tvarované opěry nebo 1,02 pro kolmá křídla.
 $(s_s - 1)$ - rozdíl mezi objemovou hmotností kamene (s_s) a čisté vody (1).

kde Q a S jsou průtok ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) a plocha příčného profilu koryta toku (m^2),
 $C = 0,9$ pro pilíř umístěný blízko břehu v přímém a rovnoměrném úseku,
 $C = 1,7$ pro pilíř umístěný v konkávně oblouku říční tratě.

Zához musí lícovat s povrchem říčního dna a vodorovně přesahovat do vzdálenosti $2.b_p$ až $3.b_p$ od všech předních částí pilířů, kde b_p je šířka pilíře kolmá na směr proudění. Minimální tloušťka záhozu by měla být $3.D_{50}$. Doporučuje se použít pískových nebo tkaninových filtrů.

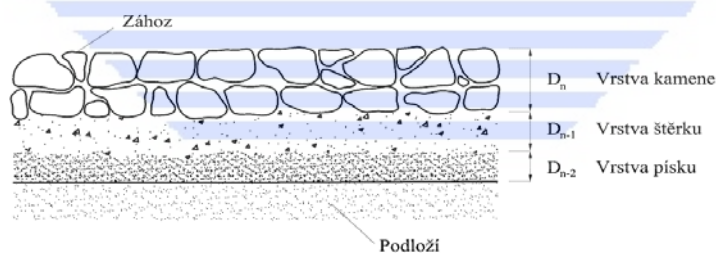
Důležité informace při navrhování záhozů mohou poskytnout již existující mosty v posuzované oblasti.

Záhozy musí být pevné, trvanlivé, hutné a složené z ostrohranných kamenů. Kamenivo musí vydržet abrazi, rozmrazování a tání - mrazuvzdornost, zvětvávání a být chemicky odolné. Obvykle se používají vyvřeliny nebo metamorfované horniny, ačkoliv lze použít i některé sedimenty. Je vyžadována velká objemová hmotnost materiálu kvůli hmotnosti záhozu. Kamenivo má být ostrohranné, protože lépe do sebe zapadá a má větší úhel vnitřního tření, což zvyšuje jeho stabilitu (malý úhel vnitřního tření může způsobit poškození záhozové vrstvy). Použití velmi plochého deskovitého kameniva se nedoporučuje, protože je jednoduše vytlačováno proudem vody. Rovněž se nedoporučuje vytvářet záhozy z kusů rozbitého betonu.

Zához by měl být složen spíše z velkého množství kamenů různých velikostí než z kamenů stejné velikosti, protože potom kameny zapadají do sebe a zabraňují protékání vody mezerami mezi nimi a vyplavování jemných částic z podloží.

Zvlášť zranitelný je zához u paty břehu, kde může docházet k jeho podemílání a k posouvání nebo poruše celé vrstvy záhozu. Proto se obvykle vytváří rýha u paty břehu pod úrovní dna podél celé délky záhozu, která je pak vyplněna záhozem. Tato rýha slouží k ukotvení paty záhozu a jako podpora materiálu na svahu. Pokud není toto řešení možné, může být pata záhozu podepřena pomocí přímého pásu umístěného na dno.

Pod záhozem je nutné zřídit obrácený filtr jako prevenci proti vyplavování jemných částic z podloží přes zához. Většinou se skládá ze štěrku, písku a syntetického tkaninového filtru (obr. 6.35).



Obr. 6.35: Filtrační vrstva pod záhozem

Příklad:

Vodní tok pravoúhlého tvaru koryta se šířkou ve dně $b = 60$ m překlenuje betonový most o třech polích. Světlost mostních otvorů je 19 m, tloušťka pilířů 1,5 m. Je třeba navrhnout opevnění mostních podpěr kamenným záhozem pro návrhový průtok $Q_{100} = 400 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Předcházejícím výpočtem bylo určeno, že v profilu mostního objektu je

- hloubka vody $h = 2,4$ m,
- střední rychlost proudění $v = 2,92 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ a
- Frouddovo číslo $Fr = \sqrt{\frac{v^2}{g \cdot h}} = \sqrt{\frac{2,92^2}{9,81 \cdot 2,4}} = 0,60$

1. Opěry:

Protože $Fr = 0,60 < 0,80$, lze určit střední průměr kamene záhozu pomocí vztahu 6.55 s použitím hodnot $K = 0,89$ a $s_s = 2,65$:

$$D_{50} = \frac{K \cdot h}{(s_s - 1)} \left(\frac{v^2}{g \cdot h} \right) = \frac{0,89 \cdot 2,4}{(2,65 - 1)} \cdot \left(\frac{2,92^2}{9,81 \cdot 2,4} \right) = 0,47 \approx 0,50 \text{ m}$$

Šířka záhozu má dosahovat od opěr do vzdálenosti $2 \cdot h = 4,8 \text{ m}$ a na hloubku minimálně $(1,5 \text{ až } 2) \cdot D_{50}$, tj. $1,0 \text{ m}$.

2. Pilíře:

Nejdříve se pomocí rovnice 6.58 vyšetří rychlost proudění u pilířů

$$v_p = C \cdot v = 1,2 \cdot 2,92 = 3,50 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

kde byla pro pilíře rovnoběžné se směrem proudění zvolena hodnota součinitele $C = 1,2$.

Střední průměr kamene záhozu lze potom určit pomocí vztahu 6.57 s použitím hodnoty $K = 1,5$ pro pilíře s válcovým ohlavím a $s_s = 2,65$:

$$D_{50} = \frac{0,692 \cdot (K \cdot v_p)^2}{(s_s - 1) \cdot 2g} = \frac{0,692 \cdot (1,5 \cdot 3,50)^2}{(2,65 - 1) \cdot 2 \cdot 9,81} = 0,59 \text{ m} \approx 0,60 \text{ m}$$

Šířka záhozu má dosahovat od pilíře do vzdálenosti rovnající se dvojnásobku jeho šířky

$$2 \cdot b_p = 2 \cdot 1,5 = 3,0 \text{ m}$$

a zához má zasahovat od úrovně dna koryta minimálně do hloubky

$$3 \cdot D_{50} = 3 \cdot 0,60 = 1,80 \text{ m}$$

7 HYDRAULICKÉ ŘEŠENÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ PŘES VODNÍ NÁDRŽE

Mezi vodní nádrže lze zařadit:

- umělé vodní nádrže vytvořené přehradou nebo hrází s funkčními zařízeními,
- přírodní nádrže resp. umělé vodní nádrže bez manipulací s hladinou.

U mostních objektů přes vodní nádrže musí být v mostním otvoru zachována volná výška nad návrhovou hladinou, která se rovná maximální výšce větrové vlny vypočtené podle ČSN 75 0255 „Výpočet účinků vln na stavby na vodních nádržích a zdržích“, zvětšené minimálně o 1,0 m.

Návrhová hladina pro návrh mostních objektů přes umělé vodní nádrže je rovna nejvyšší hladině neovladatelného prostoru nádrže stanoveného v manipulačním řádu vodního díla, resp. hladině v nádrži při převádění katastrofálního (1000-letého) průtoku bezpečnostními zařízeními přehrady.

U přírodních nádrží a umělých vodních nádrží bez manipulací s hladinou (např. u zatopených lomů) je třeba uvažovat jako návrhovou hladinu maximální známou (vyskytnuvší se) hladinu. V obou případech musí být uvažované návrhové hladiny projednány a schváleny vodoprávním úřadem.

Při převádění komunikací přes hluboké vodní nádrže je vhodné navrhovat mostní objekty s mostovkou bez pilířů, umístěnou ve velké výšce nad návrhovou hladinou a s opěrami bezpečně založenými na geologicky únosném podloží.

U méně hlubokých a mělkých vodních nádrží se doporučuje dělit celkovou délku jejich přemostění na co nejmenší počet mostních polí a pilířů tak, aby mostní objekt neovlivňoval pohyb hladiny v nádrži při převádění povodní ani při obvyklých manipulacích na příslušném vodohospodářském díle. Délka přemostění a členění mostního objektu na jednotlivé mostní otvory se stanoví po dohodě se správcem vodní nádrže a s příslušným vodoprávním úřadem.

U komunikací vedených podél nádrží se v případě potřeby přemostění části nádrže (zátoky) uvažuje stejná návrhová hladina jako u vlastní nádrže. Mostní objekt se doporučuje navrhovat jako estakádu s minimálním ovlivňováním proudění mostním profilem.

8 HYDRAULICKÉ ŘEŠENÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ PŘES UMĚLÉ VODNÍ TOKY A KANÁLY

Mezi umělé vodní toky se obvykle řadí derivační kanály vodních elektráren a laterální plavební kanály, vesměs vedené souběžně s vodním tokem, popř. průplavy spojující dva vodní toky (u nás zatím neexistují). Mostní objekty přes všechny tyto umělé vodní toky se zásadně navrhují s nosnou konstrukcí bez pilířů.

Návrhový průtok (Q_{100} , Q_{50} , Q_{20} , Q_5), určený podle ČSN 73 6201, tab. 12.1, je z větší části převáděn původním korytem vodního toku a jemu přilehlým inundačním územím, z menší části pak souběžným kanálem.

U derivačního kanálu vodní elektrárny je třeba ověřit, zda při extrémních případech superpozice rázových vln (vznikajících při výpadech vodní elektrárny) s maximálními větrovými vlnami nepřevýší vrcholky vln úroveň návrhové hladiny při povodni. Obdobně je třeba ověřit v plavebních kanálech, zda úroveň návrhové hladiny při povodni nepřevýší předepsaná podjezdná výška nad maximální provozní hladinou. V obou případech je třeba brát pro určení výškového umístění nosné konstrukce mostního profilu vyšší hodnotu.

Stanovený návrhový průtok a návrhovou hladinu je třeba projednat se správcem umělého vodního toku resp. se správcem na něm situovaného vodního díla.

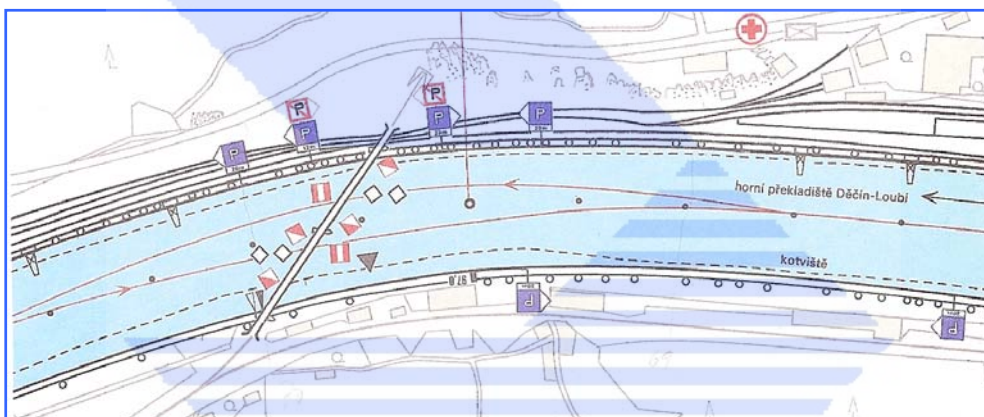


9 **HYDRAULICKÉ ŘEŠENÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ PŘES VODNÍ CESTY**

Při navrhování mostních objektů křižujících vodní cesty je třeba dbát na to, aby nedošlo v dané lokalitě ke zhoršení plavebních podmínek a ke snížení bezpečnosti plavebního provozu. Tomu musí odpovídat návrh nivelety mostovky, jakož i šířky a rozmístění mostních otvorů.

Mostní objekt musí být navržen nejen tak, aby umožnil průchod návrhového a kontrolního návrhového průtoku za podmínek stanovených v ČSN 73 6201, tab. 12.1, ale aby byla současně zachována předepsaná podjezdná výška nad nejvyšší plavební hladinou. Podjezdná výška je dána třídou vodní cesty podle Mezinárodní klasifikace vodních cest; v každém konkrétním případě ji stanovuje Státní plavební správa České republiky. Na Labsko-vltavské vodní cestě musí být u nových a rekonstruovaných mostních objektů dodržena minimální podjezdná výška 7,0 m, předepsaná pro V. třídu vodních cest.

Podpěry musí být navrženy tak, aby nezasahovaly do obousměrné plavební dráhy, jejíž šířka je dána parametry dvoulodního profilu. V případě potřeby vybudování pilířů lze navrhnout úpravu plavební dráhy, spočívající v jejím rozdělení na jednosměrné plavební dráhy pro plavbu směrem po proudu a proti proudu. Jejich trasa a šířka však musí vyhovovat parametrům, předepsaným pro příslušnou třídu vodní cesty (obr. 9.1).



Obr. 9.1: Vyznačení plavební dráhy v lokalitě mostního objektu (plavební mapa Labe)

Šířka mostního otvoru musí být ve shodě s plavebními předpisy rovna minimálně šířce plavební dráhy zvětšené na obou stranách o bezpečnostní vzdálenosti, které jsou u V. třídy vodních cest alespoň 3,0 m. Osy podpěr je žádoucí navrhovat souběžně s osou plavební dráhy. Plavební dráha je v příslušném mostním poli vždy vyznačena plavebními znaky umístěnými na mostní konstrukci ze strany příjíždějících plavidel.

V případě nepříznivých proudových poměrů je účelné chránit mostní podpěry proti nárazům plavidel pomocí svodidel (viz čl. 13.1.2, ČSN 73 6201). Svodidla se navrhují odděleně od mostních podpěr s mezerou cca 1,0 m a s opeřením v rozsahu od 0,2 m nad nejnižší plavební hladinou po 1,5 m nad nejvyšší plavební hladinou. Ve směru toku se svodidla půdorysně přikloňují nad úroveň zhlaví na obě strany k ose podpěr ve sklonu 1:6.

Přemostění vodní cesty nelze navrhovat v lokalitě vymezené rozhodnutím Státní plavební správy ČR pro obratiště lodí.

Převádění komunikace v místě plavebního stupně (přes jez a plavební komoru) tvoří jeho nedílnou součást a může být navrhováno pouze v rámci projektu tohoto vodního díla.

Projektovou dokumentaci nového nebo rekonstruovaného mostního objektu křižujícího vodní cestu je nutné vždy projednat se Státní plavební správou České republiky.

10 **HYDRAULICKÉ ŘEŠENÍ PROPUSTKŮ**

Propustky jsou malé objekty se stálým podélným sklonem do světlosti 2,0 m, kterými se provádí voda pod zemními tělesy komunikací. Z hlediska použití přicházejí v úvahu zejména dva případy:

- propustky pod komunikacemi převádějící vodu z malých vodotečí, které jsou po většinu roku bez stálého průtoku v korytě;
- propustky umístěné v zemních tělesech komunikací v inundačním území toku z důvodu zprůtočnění inundačního území.

Z hlediska příčného průřezu se používají dva základní profily propustků, a to kruhový a obdélníkový, výjimečně profil parabolický nebo vejčitý. V praxi nejfrekventovanějšími jsou profily kruhové, nicméně jako hydraulicky nejvhodnější lze jednoznačně doporučit propustky s obdélníkovým průřezem. Jejich geometrie a z toho vyplývající poměr mezi hloubkou a průtočnou plochou je pro provedení průtoku příznivější než v případě kruhových propustků. K hydraulickému návrhu lze v tomto případě využít postupů uvedených pro mosty s jedním polem (viz kap. 6).

Hydraulický návrh a posouzení propustku zahrnuje:

- návrh tvaru a velikosti příčného profilu propustku,
- návrh délky a podélného sklonu propustku,
- návrh tvarového řešení vtokové části propustku,
- posouzení režimu proudění v propustku,
- výpočet průběhu hladiny před propustkem, v propustku a za propustkem,
- posouzení průtočné kapacity propustku a vzdutí hladiny nad ním,
- způsob tlumení kinetické energie vodního proudu za výtokem z propustku.

10.1 **Režimy proudění**

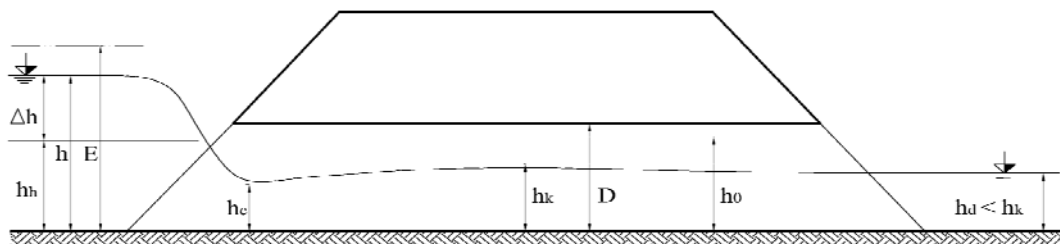
Režim proudění vody v propustku, před jeho vtokem i za výtokem z něho, je poměrně složitý jev zahrnující vesměs nerovnoměrné proudění s různými průběhy hladin, často s přechodem proudění bystřinného do říčního vodním skokem, kombinaci tlakového proudění s beztlakovým a jiné hydraulické jevy. V odborné literatuře se uvádí více než 90 různých možných režimů proudění, a to v závislosti na sklonu dna propustku a jeho poměru ke sklonu kritickému a normálnímu, na délce propustku, na tvaru a velikosti příčného profilu, na řešení vtoku a výtoku, atd.

Toto množství možných režimů proudění umožňuje nicméně rozdělit propustky do tří hlavních skupin:

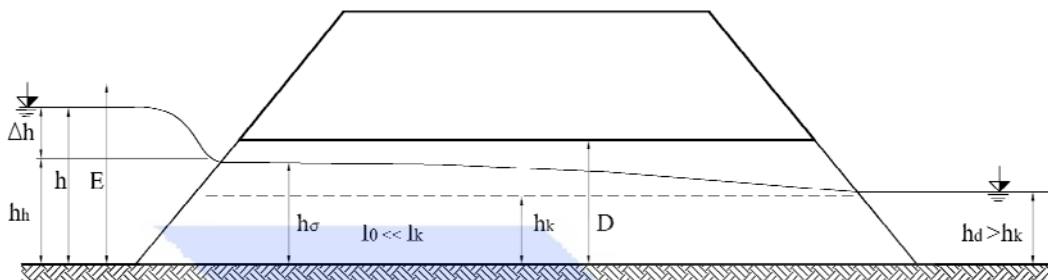
- s prouděním o volné hladině po celé jeho délce včetně vtoku a výtoku,
- s prouděním se zahlceným vtokem, při němž ve vtokovém otvoru vyplňuje voda celý světlý průřez a ve zbývajících částech propustku je volná hladina,
- s prouděním tlakovým, při němž je propustek v celé délce vyplněn vodou.

Propustky s prouděním o volné hladině lze z pohledu režimu proudění dále rozdělit na dvě dílčí podskupiny:

- propustky s volným vtokem neovlivněným dolní vodou (obr.10.1),
- propustky s volným vtokem a volnou hladinou ovlivněnou dolní vodou (obr.10.2).



Obr.10.1: Propustek s volným vtokem neovlivněným dolní vodou



Obr.10.2: Propustek s volným vtokem a volnou hladinou ovlivněnou dolní vodou

Určení, zda se bude jednat o propustek s volnou hladinou, lze stanovit výhradně pomocí výpočtu průběhu hladin ustáleného nerovnoměrného proudění podél celé délky propustku. Pouze orientačně je možné stanovit pro betonové kruhové propustky při uvažování součinitele drsnosti $n = 0.013$ kapacitní průtok propustkem pro netlakový režim pomocí vztahu

$$Q_D = 24 \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I_o} \quad (10.1)$$

kde Q_D je kapacitní průtok propustkem při netlakovém režimu ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$),
 D - průměr kruhového propustku (m),
 I_o - sklon dna propustku.

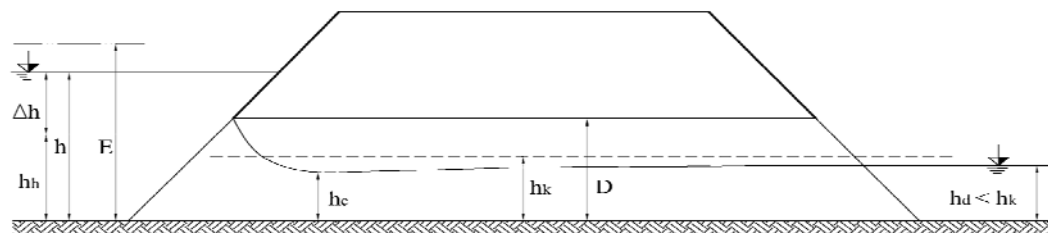
Pro proudění s volnou hladinou potom platí

$$Q < Q_D \quad (10.2)$$

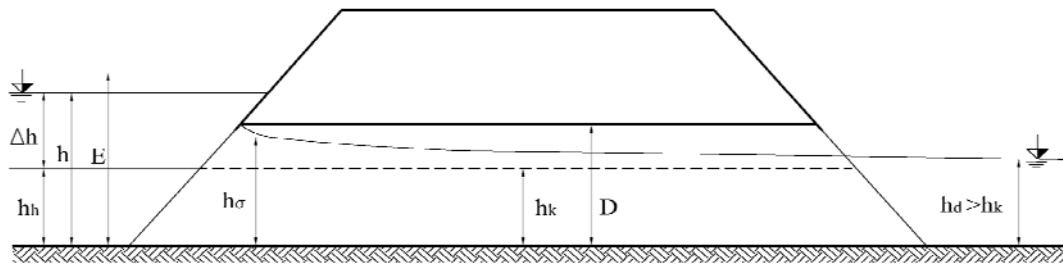
kde Q je návrhový průtok.

Propustky se zahlceným vtokem lze z pohledu režimu proudění rovněž rozdělit do dvou podskupin:

- propustky se zahlceným vtokem neovlivněným dolní vodou (obr.10.3),
- propustky se zahlceným vtokem ovlivněným dolní vodou (obr.10.4).



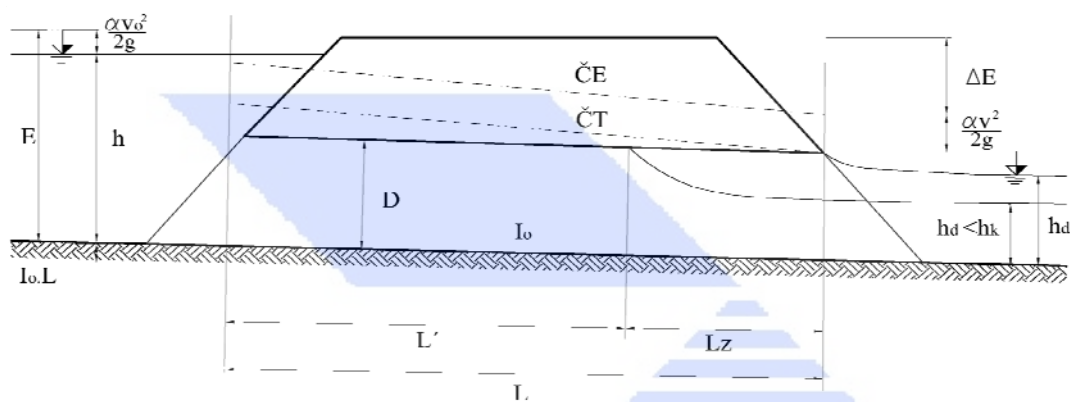
Obr.10.3: Propustek se zahlceným vtokem neovlivněným dolní vodou



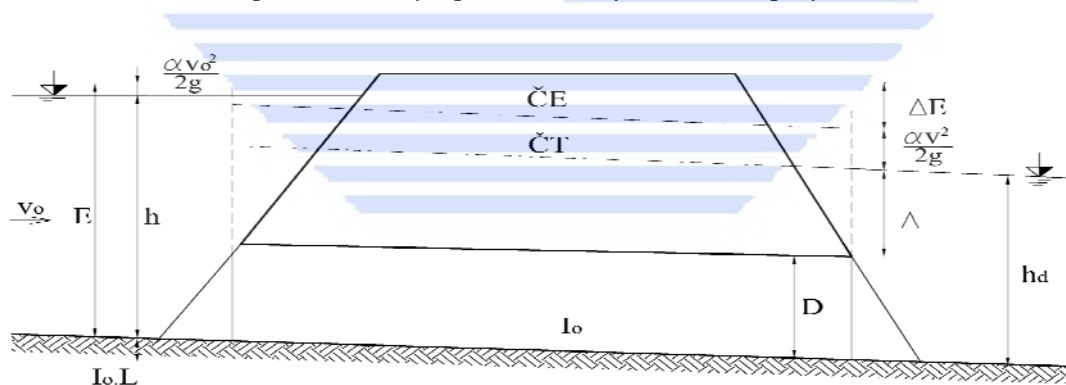
Obr.10.4: Propustek se zahlceným vtokem ovlivněným dolní vodou

Rovněž v případě propustků s tlakovým režimem proudění lze provést ještě další členění:

- propustky s tlakovým prouděním a výtokem nezatopeným dolní vodou (obr.10.5),
- propustky s tlakovým prouděním a výtokem zatopeným dolní vodou (obr.10.6).



Obr.10.5: Propustek s tlakovým prouděním a výtokem nezatopeným dolní vodou



Obr.10.6: Propustek s tlakovým prouděním a výtokem zatopeným dolní vodou

Převádění vodního toku propustkem, u kterého se počítá se zahlcením vtoku a které se děje obvykle za jiných podmínek než nad objektem (změna průtočného profilu, změna podélného sklonu dna i hladiny, změny charakteru proudění, průtok pod tlakem apod.), je dovoleno pouze u malých vodních toků, u nichž je 100-letá povodeň $Q_{100} < 50 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ resp. je-li povodí v daném místě menší než 100 km^2 , nebo při použití krátkodobého zatímního objektu. Přitom je nutno posoudit, zda objekt nezpůsobuje vzdutí vody, ohrožující stabilitu tělesa převáděné komunikace, a zda nedosahuje úroveň hladiny vzduté vody výše, než dovolují normy pro příslušné komunikace. Dále je nutno posoudit, zda rychlost proudění vody při zvýšených průtocích, která ani při průtoku pod tlakem nesmí překročit hodnotu $5 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$, neohrožuje konstrukci objektu a koryto pod ním.

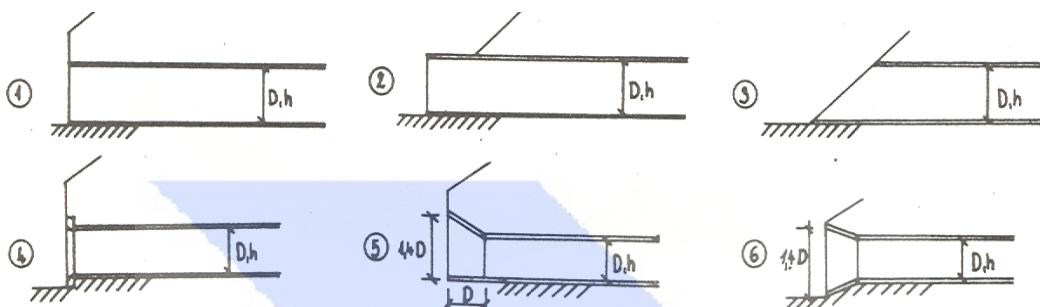
Problematiku výpočtu proudění vody propustky je možné rozdělit do tří částí:

- řešení vtoku do propustku,
- vyšetření charakteru proudění a průběhu hladin ve vlastním propustku,
- řešení výtoku z propustku a úpravy za ním.

10.2 Úprava vtokové a výtokové části propustku

Proudění v propustku závisí především na hydraulických podmínkách ve vtoku a výtoku.

Některé z možných úprav vtokové části propustku jsou uvedeny na obr.10.7. V tabulce 10.1 jsou k nim potom uvedeny hodnoty příslušných součinitelů.



Obr.10.7: Možné úpravy vtokové části propustku

Hodnoty součinitelů ztrát ζ , rychlosti φ , výškového zúžení k a zatopení β Tabulka 10.1

Typ vtoku	ζ	φ	k	β
1	0,4-0,5	0,85-0,82	0,9	1,2-1,16
2	0,8-0,9	0,75-0,73	0,86	1,09-1,08
3	0,7-0,8	0,77-0,75	0,87	1,10-1,09
4	0,05-0,1	0,98-0,95	0,97	1,45-1,4
5	0,1-0,15	0,95-0,93	0,95	1,4-1,33
6	0,3-0,4	0,88-0,85	0,94	1,4-1,36

S úpravou vtokové části propustku je spojena ztráta, která je charakterizována součinitelem místní ztráty ζ , resp. rychlostním součinitelem φ :

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{1+\zeta}} \quad (10.3)$$

K zatopení vtokové části propustku dojde tehdy, pokud je splněna nerovnost

$$h_o > \beta \cdot D \quad \text{resp.} \quad h_o > \beta \cdot H \quad (10.4)$$

kde h_o je hloubka voda v korytě toku nebo v inundačním území před vtokem do propustku,

β - součinitel zatopení vtoku,

D - průměr kruhového propustku (m),

H - výška obdélníkového propustku (m).

Úprava výtoku a prostoru za výtokovou částí je rozhodující pro tlumení kinetické energie vody vytékající z propustku. Z hydraulického hlediska se rozlišuje výtok zatopený (tlakové proudění) nebo nezatopený.

Posouzení, zda se jedná o výtok zatopený nebo nezatopený dolní vodou, se provádí na základě vztahu vycházejícího z přibližné analogie s výpočtem ztráty pro náhlé rozšíření potrubí, odvozené na základě věty o hybnosti:

$$\Delta < \Delta_{\min} = \frac{v_d \cdot (v - v_d)}{g} \quad (10.5)$$

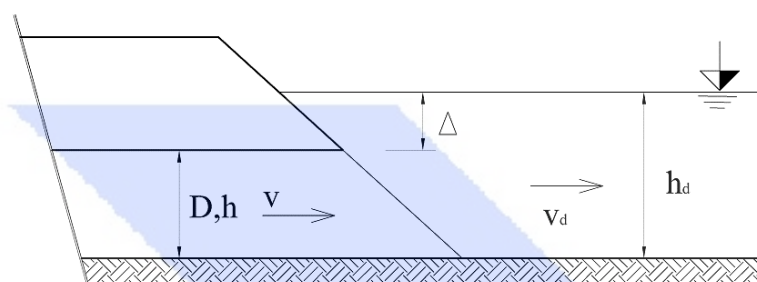
kde v_d je střední profilová rychlost v korytě (inundačním území) za propustkem,
 v - rychlost v propustku při tlakovém proudění.

Převýšení dolní hladiny Δ nad horní hranou propustku je podle obr. 10.8 dáno vztahem:

$$\Delta = h_d - h \text{ (obdélník)} \quad (10.6)$$

$$\text{resp.} \quad \Delta = h_d - D \text{ (kruh)} \quad (10.7)$$

kde h_d je hloubka vody za výtokem z propustku nad dnem.



Obr.10.8: Podmínka zatopeného výtoku

10.3 Proudění propustkem s volnou hladinou

a) Propustky s volným vtokem neovlivněným dolní vodou

V případě propustků s prouděním o volné hladině se vytvoří ve vtoku zúžená hloubka

$$h_c = \kappa \cdot h_k \quad (10.8)$$

kde h_k je kritická hloubka v profilu za vtokem do propustku (m),
 κ - součinitel výškového zúžení.

Hodnota součinitele κ se stanovuje podle tabulky 10.1 na základě konstrukčního provedení vtokové části propustku. Kritická hloubka se pro obdélníkový tvar průřezu propustku stanovuje z rovnice

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot b^2}} \quad (10.9)$$

kde b je šířka propustku (m).

Pro kruhový profil ji lze počítat podle některé z empirických rovnic, např. podle rovnice

$$h_k = \frac{\sqrt{0.32 \cdot Q}}{\sqrt[4]{D}} \quad (10.10)$$

Pro hydraulické řešení kruhových propustků s prouděním o volné hladině lze použít (za předpokladu volby součinitele drsnosti $n = 0,013$) zjednodušené výpočtové vztahy uvedené v tabulce 10.2.

Zjednodušené výpočtové vztahy pro propustky s prouděním o volné hladině**Tabulka 10.2**

Úprava vtoku	Max.hloubka před propustkem	Hloubka zúženého profilu	Max.průtok	Min.průměr
1,3	$h_{\max} = 1,2 \cdot D$	$h_c = k \cdot h_k = 0,90 \cdot h_k$	$Q = 1,52 \cdot D^{5/2}$	$D_{\min} = 0,846 \cdot Q^{0,4}$
5,6	$h_{\max} = 1,4 \cdot D$	$h_c = k \cdot h_k = 0,95 \cdot h_k$	$Q = 2,17 \cdot D^{5/2}$	$D_{\min} = 0,734 \cdot Q^{0,4}$

Při výpočtu vzduť hladiny propustkem Δh se vychází ze zadaných hodnot průtoku Q , podélného sklonu I_o , hloubky vody před vtokem h_h a hloubky vody za propustkem h_d . Nejdříve se vypočítá minimální průměr propustku D_{\min} (tab.10.2) a zvolí se nejbližší vyráběný průměr. Poté se vypočítají hodnoty kritické hloubky h_k , zúžené hloubky h_c a jí odpovídající plochy S_c a rychlosti v_c .

Úroveň vzduť hladiny před propustkem závisí na úrovni volné hladiny za vtokem do propustku a na hydraulických podmínkách na vtoku do propustku. Pro energetickou výšku profilu před propustkem platí podle Bernoulliho rovnice

$$E = h_c + \frac{Q^2}{\varphi^2 \cdot 2 \cdot g \cdot S_c^2} \quad (10.11)$$

kde E je energetická výška profilu nad propustkem (m),
 h_c - zúžená hloubka za vtokem do propustku (m),
 φ - rychlostní součinitel (podle tabulky 10.1),
 S_c - průřezová plocha v místě zúžené hloubky za vtokem (m²).

Energetickou výšku profilu E lze rovněž vyjádřit v závislosti na hloubce vody před propustkem

$$E = h + \frac{\alpha \cdot v_h^2}{2 \cdot g \cdot \varphi^2} \quad (10.12)$$

odkud

$$h = E - \frac{\alpha \cdot v_h^2}{2 \cdot g \cdot \varphi^2} \quad (10.13)$$

Často se uvažuje $h \approx E$, takže pro vzduť způsobené propustkem potom platí

$$\Delta h = h - h_h$$

Má-li být v propustku zaručeno proudění o volné hladině, musí být jeho podélný sklon větší než sklon minimální $I_{o \min}$ a průtok Q musí být menší než průtok kapacitní $Q < Q_D$:

$$I_o \geq I_{o \min} = \frac{Q^2}{S_D^2 \cdot C_D^2 \cdot R_D} = \frac{Q^2}{576 \cdot D^{16/3}} \quad (10.14)$$

b) Propustky s volným vtokem a volnou hladinou ovlivněnou dolní vodou

Rozhodující je, zda hladina dolní vody za propustkem h_d ovlivňuje zúžený profil za vtokem h_c .

Při $h_d \leq h_k$ se na výtoku vytvoří hloubka $h_v = h_k$ a při výpočtu se postupuje jako v předcházejícím případě.

Při $h_d > h_k$ platí $h_v = h_d$ a v propustku je třeba vyšetřit průběh hladiny při nerovnoměrném proudění. Jestliže ve vtoku vyjde hloubka $h_o \geq 1,25 \cdot h_k$, je vtok ovlivněn dolní vodou a rovnice pro energetickou výšku (10.11) se transformuje do tvaru

$$E = h_{\sigma} + \frac{Q^2}{\varphi^2 \cdot 2 \cdot g \cdot S_{\sigma}^2} \quad (10.15)$$

Odtud pro průtok platí

$$Q = \varphi \cdot S_{\sigma} \cdot \sqrt{2g \cdot (E - h_{\sigma})} \quad (10.16)$$

10.4 Proudění propustkem se zahlceným vtokem

a) Propustky se zahlceným vtokem neovlivněným dolní vodou

K hydraulickému řešení kruhových propustků, jejichž zúžený profil za vtokem není ovlivněn dolní vodou, lze použít (za předpokladu volby součinitele drsnosti $n = 0,013$) zjednodušených výpočtových vztahů uvedených v tabulce 10.3.

Zjednodušené výpočtové vztahy pro propustky se zahlceným vtokem

Tabulka 10.3

Úprava vtoku	Hloubka před propustkem	Poměry v zúženém profilu		Podmínka pro průtok $Q < Q_D$	Min.průměr
1, 3	$h > 1,2 \cdot D$	$h_c = 0,6 \cdot D$	$S_c = 0,62 \cdot S_D$	$Q < 24 \cdot D^{8/3} \cdot I_0^{1/2}$	$D_{\min} = [Q / (24 \cdot I_0^{1/2})]^{3/8}$
5, 6	$h > 1,4 \cdot D$				

Při výpočtu vzduť hladiny propustkem Δh se vychází ze zadaných hodnot průtoku Q , podélného sklonu I_0 , hloubky vody za propustkem h_d a hloubky vody před vtokem h_h . Odhadne se poměr

$$a = E / D = h / D \quad (10.17)$$

a protože pro průtok platí rovnice

$$Q = S_c \cdot v_c = \varphi \cdot S_c \cdot \sqrt{2g \cdot (E - h_c)} \quad (10.18)$$

vypočítá se z této rovnice požadovaný průtok propustkem

$$D = 0,785 \cdot \left[\frac{Q^2}{a - 0,6} \right]^{1/5} \quad (10.19)$$

a zvolí se nejbližší vyšší vyráběný průměr. Z vyjádření energetické výšky pomocí rovnice (10.11) a s použitím hodnoty $\varphi = 0,85$ podle tab.10.1 plyne rovnice pro energetickou výšku ve tvaru

$$E = 0,6 \cdot D + 0,298 \cdot \frac{Q^2}{D^4} \quad (10.20)$$

Hloubka vody se opět zjednodušeně uvažuje $h \approx E$, takže pro vzduť způsobené propustkem platí

$$\Delta h = h - h_h \quad (10.21)$$

Poté je třeba posoudit, zda hodnota $a = h / D$ se dostatečně shoduje s původním odhadem. Není-li tomu tak, je třeba výpočet opravit. Dále se ověří, jsou-li splněny počáteční předpoklady zahlcení vtoku horní vodou. Pokud ano, provede se podrobný výpočet průběhu hladiny v propustku.

b) Propustky se zahlceným vtokem ovlivněným dolní vodou

K zahlcení vtoku propustku dochází obvykle při velké dolní hloubce h_d , malém sklonu dna propustku I_o resp. při jeho velké délce L . Zúžený profil za vtokem je ovlivněn dolní hladinou, jestliže platí $h_d > h_k$.

Vycházejí ze známé hodnoty hloubky h_d v dolním okrajovém profilu se vypočítá proti směru proudění průběh hladiny v propustku; tím se získá hodnota hloubky h_o za vtokem (obr.10.4). Jsou-li splněny podmínky zahlcení zúženého profilu za vtokem (viz případ 10.3.b), platí pro průtok propustkem rovnice (10.16).

10.5 Tlakové proudění propustkem

Podmínka vzniku tlakového režimu proudění v propustku je dána nerovností $Q > Q_D$, tj. průtok v propustku je větší než průtok při zcela zaplněném profilu za předpokladu beztlakového režimu proudění, který se pro kruhové propustky určí pomocí Chézyho rovnice

$$Q_D = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I_o} = \frac{0,312}{n} \cdot D^{8/3} \cdot I_o^{1/2} \quad (10.22)$$

a pro kruhové betonové propustky při uvažování součinitele drsnosti $n = 0,013$ z rovnice

$$Q_D = 24 \cdot D^{8/3} \cdot I_o^{1/2} \quad (10.23)$$

a) Propustky s tlakovým prouděním a výtokem nezatopeným dolní vodou

Pro hloubku ve výtokovém profilu propustku platí:

$$\begin{array}{lll} h_v = D, & \text{je-li} & h_k > D, \\ h_v = h_k, & \text{je-li} & h_d < h_k < D, \\ h_v = h_d, & \text{je-li} & h_k < h_d < D. \end{array}$$

První případ se vyskytuje nejčastěji. Propustek se řeší jako krátké potrubí a z Bernoulliho rovnice platí

$$E = (I_e - I_o) \cdot L + (1 + \xi) \cdot \frac{v^2}{2g} + D \quad (10.24)$$

přičemž sklon čáry energie bude

$$I_e = \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (10.25)$$

kde λ je součinitel ztrát třením,

ξ - součinitel ztráty ve vtoku (určený pomocí tabulky 10.1).

Po úpravě bude mít rovnice (10.24) tvar

$$E = \left(1 + \xi + \lambda \cdot \frac{L}{D} \right) \cdot \frac{v^2}{2g} + D - I_o \cdot L \quad (10.26)$$

Jestliže se bude předpokládat pro hloubku před propustkem $h \approx E$, bude průtok propustkem

$$Q = S \cdot \sqrt{2g} \cdot \sqrt{\frac{h - D + I_o \cdot L}{1 + \xi + \lambda \cdot \frac{L}{D}}} \quad (10.27)$$

Použije-li se pro určení součinitele ztrát třením λ empirického vztahu, platného pro kvadratickou oblast proudění a kruhové betonové propustky

$$\lambda = \frac{0.01668}{D^{0.281}} \quad (10.28)$$

bude pro průtok propustkem platit rovnice

$$Q = 3,48 \cdot D^2 \sqrt{\frac{h - D + I_o \cdot L}{1 + \xi + 0,0211 \cdot \frac{L}{D^{4/3}}}} \quad (10.29)$$

Hloubku vody před vtokem do propustku lze potom určit pomocí rovnice

$$h = D + k \cdot \frac{Q^4}{D^4} + \left(0,00174 \cdot \frac{Q^2}{D^{16/3}} - I_o \right) \cdot L \quad (10.30)$$

kde $k = 0,174$ pro obyčejný vtok do propustku,

$k = 0,091$ pro kónický vtok.

U dalších dvou případů, pro které je společným znakem $h_v < D$, se počítá od výtoku z propustku směrem proti proudu průběh hladiny při nerovnoměrném proudění. Přitom se hledá vzdálenost $L_z < L$, od které nastane v propustku tlakové proudění (obr.10.5). V délce $L' = L - L_z$ se potom řeší propustek s použitím rovnice (10.24).

Délku L_z lze rovněž přibližně stanovit z rovnice nerovnoměrného proudění

$$L_z = \frac{E_v - E_D}{I_o - (I_e)_p} \quad (10.31)$$

kde $(I_e)_p = \frac{Q^2}{C_p^2 \cdot S_p \cdot R_p}$, přičemž hodnoty C_p , S_p a R_p se určí pro hloubku $h_p = \frac{1}{2} \cdot (D + h_v)$

b) Propustky s tlakovým prouděním a výtokem zatopeným dolní vodou

K proudění pod tlakem v celém propustku dochází, jsou-li jeho vtok i výtok ponořeny pod hladinou vody (obr.10.6), tj. jsou-li současně splněny podmínky definované rovnicemi (10.22) a (10.5).

Propustek se v tomto případě řeší jako krátké potrubí, pro něž z Bernoulliho rovnice vyplývá

$$E = \left(1 + \xi + \lambda \cdot \frac{L}{D} \right) \cdot \frac{v^2}{2g} - I_o \cdot L + h_d - \Delta_{\min} \quad (10.32)$$

$$\text{kde} \quad \Delta_{\min} = \frac{v_d \cdot (v - v_d)}{g} \quad (10.5')$$

Průtok tlakovým propustkem se zatopeným výtokem potom je

$$Q = S \cdot \sqrt{2g} \cdot \sqrt{\frac{h - h_d + I_o \cdot L + \Delta_{\min}}{1 + \xi + \lambda \cdot \frac{L}{D}}} \quad (10.33)$$

Uvažuje-li se pro přibližné výpočty $E \approx h$, je možno hloubku vody před vtokem do kruhového betonového propustku určit pomocí rovnice

$$h = h_d + k \cdot \frac{Q^2}{D^4} + \left(0,00174 \cdot \frac{Q^2}{D^{16/3}} - I_o \right) \cdot L - \Delta_{\min} \quad (10.34)$$

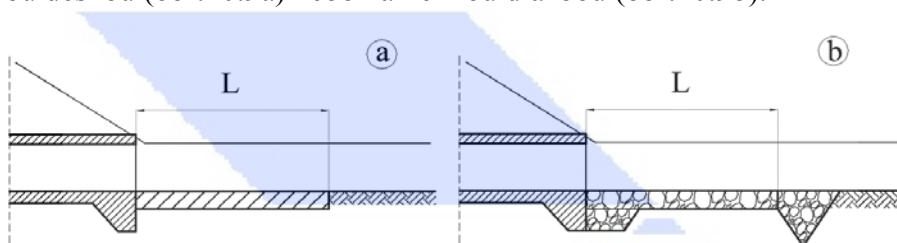
kde $k = 0,174$ pro obyčejný vtok do propustku,
 $k = 0,091$ pro kónický vtok.

10.6 Úprava za výtokem z propustku

Úprava prostoru za výtokovou částí je rozhodující pro tlumení energie vody vytékající z propustku. V případě zatopeného i nezatopeného výtoku je nutné posoudit, jaké zde budou rychlostní poměry a zda je nezbytné přistoupit k opevnění části koryta nebo inundačního území pod výtokem z propustku.

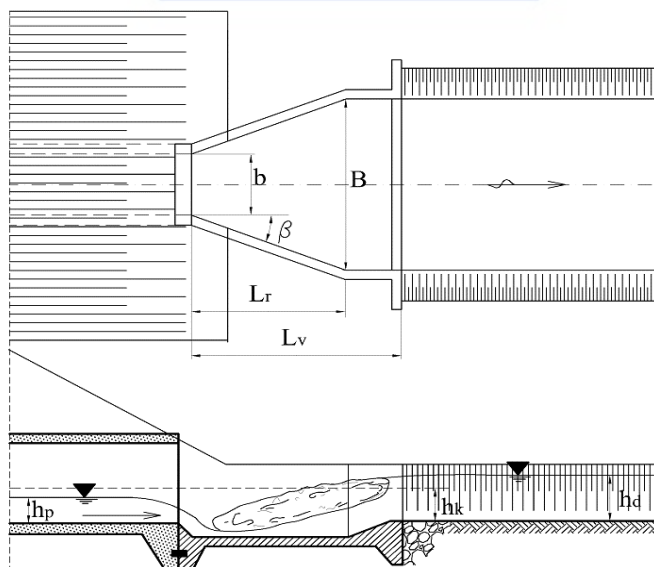
Z konstrukčního hlediska přicházejí v úvahu tyto úpravy:

- a) Je-li na výtoku z propustku říční režim proudění, opevňuje se koryto nebo inundační území bezprostředně za ním za účelem minimalizace erozních účinků vytékající vody buď betonovou deskou (obr.10.9a) nebo kamennou dlažbou (obr.10.9b).



Obr.10.9: Způsoby opevnění koryta za výtokem z propustku

- b) Vytéká-li voda z propustku bystřinným prouděním, je třeba na výtoku z propustku vybudovat za účelem tlumení kinetické energie vytékajícího proudu vývar, kde dochází ve vodním skoku ke změně charakteru proudění z bystřinného na říční. Nejčastěji se používá tzv. divergentní (tj. ve směru proudění se rozšiřující) vývar (obr.10.10).



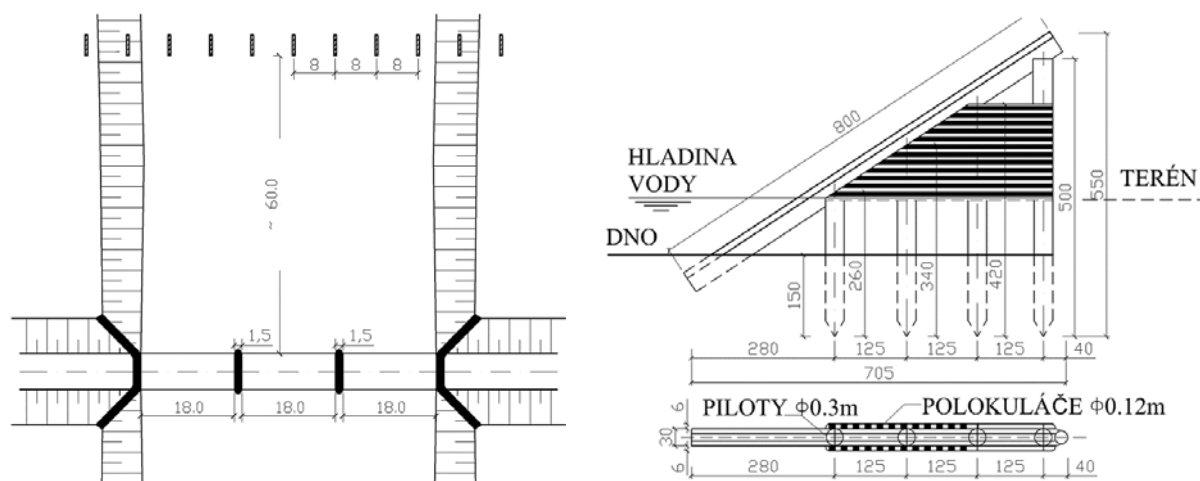
Obr.10.10: Tlumení kinetické energie vodního proudu za výtokem z propustku

11 OCHRANA MOSTNÍCH OBJEKTŮ PŘED UCPÁNÍM SPLÁVÍM

Mostní objekty, zejména s malou světlostí mostních otvorů, mohou být ohrožovány v případě transportu velkého množství plovoucích předmětů (vyvrácených stromů a keřů, skládek kmenů stromů i zpracovaného dřeva, odplavitelných skládek lehkého materiálu, chatek, lodí, kontejnerů apod.). Ucpání mostních otvorů může způsobit vzduť hladiny vody nad mostním objektem a významně ohrozit okolní zastavěné území. Vlivem částečného ucpání mostního objektu může dojít k výraznému zmenšení průtočné plochy a k následnému zvýšení průřezové rychlosti, což může mít za důsledek vznik nežádoucích erozivních procesů v okolí podpěr. Následné zřícení mostního objektu může poté vyvolat druhotnou povodňovou vlnu ohrožující další níže situované mostní objekty i přilehlé území.

Při stanovování návrhových parametrů projektovaných mostních objektů podle ČSN 73 6201, tab.12.1 je proto třeba zvážit i nebezpečí částečného nebo úplného ucpání mostních otvorů a propustků různými plovoucími předměty, příplavovanými při povodních k mostnímu objektu z výše ležícího záplavového území, a navrhnout potřebná ochranná opatření. Do úvahy přicházejí:

- Opatření v záplavovém území nad příslušným objektem. Doporučuje se požadovat od správce vodního toku provést rekognoskaci tohoto území a na jejím základě zabezpečit:
 - odstranění z inundačního území podél toku nejen všech vyvrácených a polovyvrácených stromů a keřů, ale i těch, u nichž hrozí při povodni jejich podemletí, vyvrácení a odplavení;
 - zajištění trvalé údržby vegetace v příbřežních zónách včetně odstraňování přebujnělých břehových porostů z náletů;
 - odstranění ze zátopového území skládek dřeva a jiného lehkého materiálu, jakož i veškerých dřevěných provizorií;
 - bezpečné ukotvení trvalých zařízení sloužících rekreační a sportovní plavbě tak, aby nemohla být při povodni odplavena;
 - vyhrazení záložních skladovacích prostor pro veškerá sportovní a rekreační plavidla na místech dostatečně vyvýšených nad úroveň kulminační hladiny 100-leté povodně.
- Opatření v lokalitě mostu nebo propustku:
 - V lokalitách, kde tomu jiné okolnosti nebrání - vybudování předsunuté ochrany z řady bárek se šikmými návodními nosníky, na nichž se plovoucí stromy, kmeny a jiné plovoucí předměty budou zachytávat a pod nimiž zůstane dostatečně velká volná průtočná plocha (obr. 11.1). Vzájemnou vzdálenost jednotlivých bárek je vhodné volit na malých tocích rovnou šířce otvoru mostního objektu, na větších tocích přibližně 8 až 12 m. Ochranné bárky je třeba zřídit napříč celého průtočného profilu do vzdálenosti alespoň 10 až 30 m podle velikosti vodního toku a rozměrů mostního objektu. Účinnost ochranných bárek byla ověřena výzkumem na hydraulických modelech (obr. 5.3) a osvědčila se při použití v konkrétních případech ve skutečnosti (obr. 11.2).
 - V případě krajního ohrožení v průběhu povodně lze přímo na mostovce instalovat mobilní jeřáb se závěsným chapadlem, kterým budou rozrušovány velké plovoucí předměty, resp. usměrňovány, aby propouly mostními otvory.



**Obr. 11.1: Ochrana mostního objektu před zátarasy z plovoucích předmětů při povodních;
a) rozmístění ochranných bárek, b) konstrukční řešení ochranných bárek**



Obr. 11.2: Plovoucí předměty zachycené na ochranných bárkách při povodni

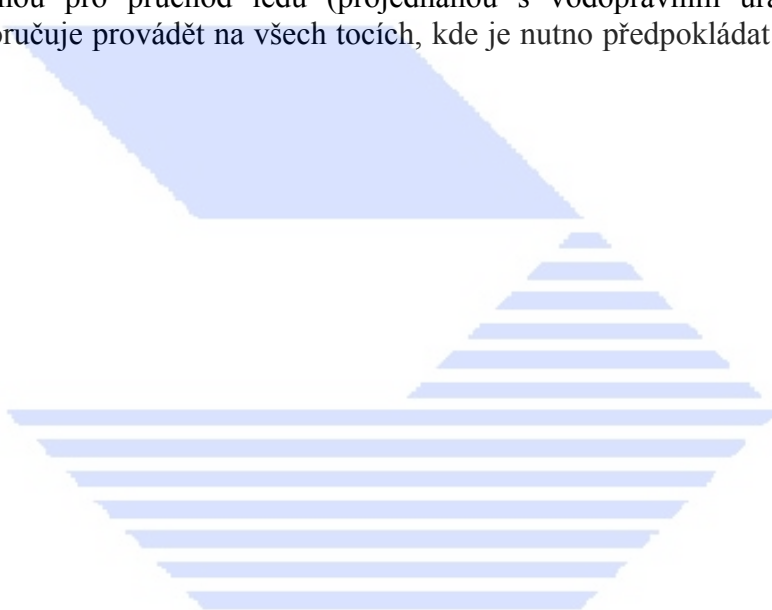
- Při nebezpečí silného pohybu plovoucích předmětů je vhodné, aby byla navržena nosná konstrukce s nečleněným (rovným) podhledem a v příčném řezu pak s plynulým konzolovitým náběhem bez ostrých hran. Členitý podhled (např. u ocelových konstrukcí) je v takovém případě nežádoucí. Rovněž převádění inženýrských sítí po protivodním lici nosné konstrukce je nežádoucí.

12 POSOUZENÍ VLIVU MOSTNÍCH OBJEKTŮ NA CHOD LEDU

Při stanovování návrhových parametrů mostního objektu podle tab. 12.1 uvedené v ČSN 736201 a zejména při odlišné volbě návrhových parametrů podle této normy je třeba zvážit požadavky na spolehlivost bezporuchového provozu mostního objektu i z hlediska nebezpečí jeho ohrožení vyplývající z ledových jevů ve vodním toku - vlivu délky mrazového období, formy chodu ledů a ledové tříště, nebezpečí tvorby nápěchů a ledových zácp.

Na vodních tocích s předpokládaným výskytem ledových jevů je žádoucí navrhovat takový typ mostní konstrukce, která v průběhu zimních a jarních povodní nemůže být zdrojem tvorby nápěchů nebo zácp. Z toho hlediska je třeba upřednostňovat mostní objekty překlenující vodní tok bez mezilehlých mostních opěr v jeho hlavním korytě toku.

V případě nutnosti volby mostního objektu s mezilehlými opěrami se doporučuje navrhnout před návodním lícem těchto opěr pro jejich ochranu ledolamy. Tyto ledolamy se umísťují odděleně od opěr, a to s mezerou 1,00 m až 1,50 m mezi opěrou a ledolamem. Ledolam musí dosahovat nejméně 0,50 m nad hladinu vody uvažovanou pro návrh mostních otvorů nebo nad hladinu uvažovanou pro průchod ledů (projednanou s vodoprávním úřadem). Umístění ledolamů se doporučuje provádět na všech tocích, kde je nutno předpokládat výskyt ledových jevů.



13 LITERATURA

- [1] Kunštátský J.: Hydraulické výpočty propustků a mostů. SNTL, Praha, 1956
- [2] Smetana J.: Hydraulika I a II. Nakladatelství ČSAV, Praha, 1957
- [3] Kolář V. a kol.: Hydraulika - Technický průvodce. 1.vydání, Praha, 1966
- [4] Klimeš J., Zůda K.: Betonové mosty I. SNTL, ALFA, Praha, 1968
- [5] Dub O., Němec J.: Hydrologie - Technický průvodce. 1.vydání, Praha, 1969
- [6] Kunštátský J., Patočka C.: Základy hydrauliky a hydrologie pro inženýrské konstrukce a dopravní stavby. SNTL, Praha, 1971
- [7] Patočka C.: Hydraulika I a II. 1.vydání, Praha, 1975
- [8] Mäsiar E., Kamenský J.: Hydraulika pre stavebných inžinierov (1). ALFA, Bratislava, 1985
- [9] Havlík V., Marešová I.: Hydraulika 11 - Příklady (vysokoškolský učební text). Vydavatelství ČVUT, Praha, 2001
- [10] Hamill L.: Bridge Hydraulics. E & FN Spon, 1. vydání, Londýn, 1999



14 SOUVISEJÍCÍ NORMY A PŘEDPISY

14.1 Související normy

- ČSN 013467 - 87 Výkresy inženýrských staveb. Výkresy mostů.
- ČSN 736200 - 77, zm. a,b Mostní názvosloví.
- ČSN 736201 - Projektování mostních objektů, 2008.
- ČSN 736203 Zatížení mostů.
- ČSN 736512 Vodní hospodářství. Názvosloví hydrotechniky. Vodní toky (platnost ukončena k 1. 10. 2003).
- ČSN 736822 Křížení a souběhy vedení a komunikací s vodními toky (platnost ukončena k 1. 4. 2000).
- ČSN 751400 Hydrologické údaje povrchových vod.
- TNV 75 2102 Úpravy potoků.
- TNV 75 2103 Úpravy řek.

14.2 Související předpisy

- Zákon č. 13/97 Sb., o pozemních komunikacích, ve znění pozdějších předpisů.
- Zákon č. 266/94 Sb., o dráhách, ve znění pozdějších předpisů.
- Zákon č. 254/01 Sb., vodní zákon, ve znění pozdějších předpisů.
- Technické kvalitativní podmínky pro dokumentaci staveb pozemních komunikací (TKP-D), 11. kap., 10/06, Pragoprojekt, CD, kap. 6 Mostní objekty a konstrukce.

14.3 Obdobné zahraniční předpisy

- Rozporządzenie ministra transportu i gospodarki morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie. Dziennik ustaw Rzeczypospolitej polskiej, nr.63.
- Bridge Design Manual. Missouri Department of Transportation, Bridge Division, USA, 2003.
- Scour Critical Bridges: High-flow Monitoring and Emergency Procedures. Idaho Transportation Department, Ayres Project No.32-0629.00, Fort Collins, Colorado, 2004.
- Richtlinien für Wasserbauwerke - Kreuzungsbauwerke - Brücken, Überleitungen, Durchlässe, Düker, Verrohrungen. DIN 19 661, 1972.
- Gesetz zur Erleichterung des Wiederaufbaus und zur Verbesserung des Hochwasserschutzes. Sächsisches Gesetz- und Verordnungsblatt, Nr.13/2002, Sächsische Staatskanzlei, Dresden.

15 PŘÍLOHY

15.1 Vodoměrné stanice na tocích v České republice

Stanice	Tok	Plocha [km ²]	Q ₁₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀	Pobočka
Špindlerův Mlýn	Labe	53,0				HK
Labská	Labe	61,2				HK
Prosečné	Malé Labe	72,5				HK
Černý Důl	Čistá	6,5				HK
Hostinné	Čistá	77,5				HK
Vestřev	Labe	299,6				HK
Chotěvice	Pilníkovský potok	103,7				HK
Dolní Olešnice	Kalenský potok	62,7				HK
Království	Labe	532,0	191	301	355	HK
Modrý Důl	Modrý potok	2,7				HK
Obří důl	Úpa	8,9				HK
Horní Maršov	Úpa	81,8				HK
Horní Staré Město	Úpa	144,8				HK
Slatina nad Úpou	Úpa	401,9				HK
Česká Skalice	Úpa	460,9	142	222	261	HK
Jaroměř	Labe	1225,8	238	359	416	HK
Maršov nad Metují	Metuje	94,1				HK
Velké Petrovice	Pěkovský potok	23,5				HK
Velké Petrovice	Ledhuje	19,2				HK
Bezděkov	Židovka	32,5				HK
Velký Dřevíč	Dřevíč	67,5				HK
Hronov	Metuje	247,8				HK
Krčín	Metuje	498,3				HK
Jaroměř	Metuje	607,9	112	164	189	HK
Sendražice	Trotina	100,8				HK
Pouchov	Piletický potok	37,4				HK
Orlické Záhoří	Divoká Orlice	45,0				HK
Kláštelec nad Orlicí	Divoká Orlice	153,3				HK
Nekoř	Divoká Orlice	182,1				HK
Žamberk	Rokytenka	59,6				HK
Slatina nad Zdobnicí	Zdobnice	84,3				HK
Kostelec nad Orlicí	Divoká Orlice	153,3	141	233	282	HK
Kvasiny	Bělá	54,1				HK
Rychnov nad Kněžnou	Kněžná	74,6				HK
Častolovice	Bělá	213,3				HK
Častolovice	Alba	0,0				HK
Sobkovice	Tichá Orlice	98,3				HK
Dolní Libchavy	Tichá Orlice	303,9				HK
Ústí nad Orlicí	Třebovka	174,0				HK

Stanice	Tok	Plocha [km ²]	Q ₁₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀	Pobočka
Malá Čermná	Tichá Orlice	690,9	133	206	242	HK
Týniště nad Orlicí	Orlice	1554,1	301	447	516	HK
Chábory	Dědina	74,5				HK
Mitrov	Dědina	291,3				HK
Němčice	Labe	4300,5	504	725	826	HK
Litomyšl	Loučná	145,0				HK
Cerekvice nad Loučnou	Loučná	355,1				HK
Zámorsk	Loučná	514,8				HK
Dašice	Loučná	15,4	49	82,9	100	HK
Hamry	Chrudimka	56,8				HK
Přemilov	Chrudimka	204,2				HK
Svidnice	Chrudimka	274,0	74,2	124	150	HK
Vrbatův Kostelec	Žejbro	49,1				HK
Rosice	Žejbro	78,6				HK
Úhřetice	Novohradka	459,8	58,1	82,7	94	HK
Nemošice	Chrudimka	856,6	123	186	215	HK
Barchov	Podolský potok	41,5				HK
Přelouč	Labe	6435,0	602	845	956	HK
Bílek	Doubrava	64,6				HK
Spačice	Doubrava	197,2				HK
pařížov	Doubrava	201,1				HK
Žleby	Doubrava	381,7	95,7	182	229	HK
Chedrbí	Klejánka	63,7				HK
Vrchlice	Vrchlice	97,6				HK
Jičín	Cidlina	39,6				HK
Lázně Bělohrad	Javorka	38,4				HK
Nový Bydžov	Cidlina	455,2	74,5	119	141	HK
Rohoznice	Bystřice	43,3				HK
Opolánky	Sánský kanál	1,3				HK
Sány	Cidlina	1153,4	125	190	220	HK
Svidnice	Štítarský potok	209,3				HK
Vestec	Mrlina	459,4	38,7	55,8	63,8	HK
Nymburk	Labe	9720,6	731	1020	1150	PR
Plaňany	Výrovka	264,8	38,2	62,7	75,1	PR
Jizerka	Jizerka	10,3				EX
Janov-Harrachov	Mumlava	51,4				PR
Jablonec nad Jizerou	Jizera	181,5				PR
Dolní Štěpanice	Jizerka	44,7				PR
Dolní Sytová	Jizera	322,2	270	400	462	PR
Slaná	Oleška	169,0				PR
Kristiánov	Kamenice	6,3				EX
Blatný rybník	Blatný potok	5,0				EX

TP 204 – Hydrotechnické posouzení mostních objektů na vodních tocích

Stanice	Tok	Plocha [km ²]	Q ₁₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀	Pobočka
Josefův Důl	Kamenice	25,8				PR
Jezdecká	Černá Desná	4,8				EX
Bohuňovsko-Jesenný	Kamenice	178,8	158	253	300	PR
Železný Brod	Jizera	791,8	400	590	680	PR
Pelešany-Turnov	Libuňka	99,0				PR
Březina	Žehrovka	93,0				PR
Sovenice	Jizera	1198,2				PR
Chocnějovice	Mohelka	155,3				PR
Dolní Bukovina	Zábrdka	68,2				PR
Velký Rečkov-Malá Bělá	Bělá	94,0				PR
Mladá Boleslav-Rožátov	Jizera	1776,6				PR
Mladá Boleslav	Klenice	168,1				PR
Tuřice-Předměřice	Jizera	2158,7	416	593	675	PR
Brandýs nad Labem	Labe	13109,2	895	1230	1390	PR
Košátky	Košátecký potok	150,7				PR
Lenora	Teplá Vltava	175,8	60,3	95,3	113	CB
Chlum-Volary	Teplá Vltava	347,0				CB
Černý Kříž-Volary	Studená Vltava	103,2				CB
Lipno	Vltava	948,2				CB
Vyšší Brod	Vltava	997,4	178	306	374	CB
Zátoň	Vltava	1303,8				CB
Český Krumlov	Polečnice	197,7				CB
Březí-Kamenný Újezd	Vltava	1825,6	312	516	621	CB
Kaplice	Malše	257,7				CB
Ličov	Černá	126,6				CB
Pořešín	Malše	436,8				CB
Římov	Malše	493,9	158	296	372	CB
Horní Stropnice	Stropnice	25,3				CB
Pašínovice-Komařice	Stropnice	400,7	89,9	174	221	CB
Roudné	Malše	962,7	213	395	494	CB
České Budějovice	Vltava	2849,8	452	751	908	CB
Pilař-Majdaléna	Lužnice	942,3				CB
Kosky-Hamr	Kostěnický potok	169,1				CB
Kazdovna-Stará řeka	Lužnice	1123,0				CB
Frahelž-Lomnice nad Luž.	Lužnice	1536,6				CB
Pilař-Majdaléna	Zlatá stoka	0,1				CB
Rodvínov	Nežárka	297,2				CB
Oldříš-Blažejov	Hamerský potok	208,7				CB
Lásenice	Nežárka	683,8	87	136	160	CB
Mláka-Novosedly	Nová řeka	70,6				CB

Stanice	Tok	Plocha [km ²]	Q ₁₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀	Pobočka
Hamr nad Nežárkou	Nežárka	982,4				CB
Klenovice	Lužnice	3152,0	193	313	374	CB
Rataje	Smutná	217,6				CB
Bechyně	Lužnice	4055,1	308	488	577	CB
Modrava	Vydra	90,2				CB
Modrava-Antigel	Hamerský potok	20,4				CB
Stodůlky	Křemelná	134,1				CB
Rejštejn	Otava	334,0				CB
Sušice	Otava	534,5	225	323	369	CB
Kolinec	Ostružná	91,3				CB
Katovice	Otava	1133,4	280	432	510	CB
Sudslavice	Volyňka	80,2				CB
Nový Dvůr	Stašský potok	9,9				CB
Bohumilice	Spůtka	104,3				CB
Nemětice	Volyňka	383,8	109	196	243	CB
Blanický Mlýn	Blanice	85,5				CB
Podedvorský Mlýn	Blanice	202,8				CB
Husinec pod nádrží	Blanice	212,4				CB
Hracholusky	Zlatý potok	74,4				CB
Heřmaň	Blanice	840,3	115	232	300	CB
Písek	Otava	2913,9	395	681	837	CB
Dolní Ostrovec	Lomnice	390,5	76,8	144	180	CB
Varvažov	Skalice	368,5	64,8	120	151	CB
Hrachov	Brzina	133,3				PR
Radič	Mastník	268,5				PR
Štěchovice	Kocábka	308,3				PR
Žďár nad Sázavou	Sázava	100,2				PR
Sázava u Žďáru	Sázava	131,9				PR
Stříbrné Hory	Borovský potok	72,1				PR
Havl.Brod-Pohledští dvoř.	Sázava	381,1				PR
Mírovka	Šlapanka	253,0				PR
Chlístov	Sázava	795,2	144	202	229	PR
Josefodol	Sázava	124,2				PR
Světlá nad Sázavou	Sázava	1141,7				PR
Zruč nad Sázavou	Sázava	1420,8	211	297	336	PR
Čakovice	Hejlovka	121,1				PR
Radětín	Bělá	106,1				PR
Kojčice	Hejlovka	272,8				PR
Milotice	Jankovský potok	128,0				PR
Želiv	Želivka	431,2				PR

TP 204 – Hydrotechnické posouzení mostních objektů na vodních tocích

Stanice	Tok	Plocha [km ²]	Q ₁₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀	Pobočka
Červená Řečice	Trnava	317,8				PR
Želiv	Trnava	339,9				PR
Poříčí	Želivka	779,6				PR
Senožaty	Martinický potok	113,7				PR
Blažejovice	Blažejovický potok	27,4				PR
Leský Mlýn	Sedlický potok	71,1				PR
Soutice	Želivka	1186,7	180	274	318	PR
Kácov	Sázava	2814,3	338	484	551	PR
Louňovice	Blanice	211,0				PR
Libež	Chotýšanka	125,1				PR
Radonice II	Blanice	539,0	74,5	112	130	PR
Poříčí nad Sázavou	Konopištský potok	89,5				PR
Nespeky	Sázava	4038,3	430	616	702	PR
Zbraslav	Vltava	17827,2				PR
Lučina	Mže	104,8				PL
Planá	Hamerský potok	120,3				PL
Svahy-Třebel	Kosový potok	215,7				PL
Stříbro	Úhlavka	296,6	130	212	255	PL
Stříbro	Mže	1144,9				PL
Trpísty	Úterský potok	297,5				PL
Hracholusky	Mže	1609,4				PL
Tasnovice	Radbuza	171,7				PL
Staňkov	Radbuza	699,8	110	194	238	PL
Lhota	Radbuza	1179,4				PL
České Údolí	Radbuza	1262,5				PL
Stará Lhota	Úhlava	81,2				PL
Klatovy	Úhlava	338,8	65,7	112	137	PL
Soběstice	Mochtínský potok	35,1				PL
Štěnovice	Úhlava	893,2	116	211	263	PL
Plzeň-Bílá Hora	Berounka	4016,6	389	655	790	PL
Prádlo	Úslava-Žinkovka	141,7				PL
Ždírec	Úslava	375,1				PL
Plzeň-Koterov	Úslava	733,9	150	269	334	PL
Hrádek u Rokycan	Klabava	158,5				PL
Nová Huť	Klabava	359,4	100	195	248	PL
Plasy	Střela	392,2	115	207	256	PL
Rakovník	Rakovnický potok	302,2				PL
Liblín	Berounka	6454,9				PL
Lány-Městečko	Klíčava	57,9				PR
Lány-Běleč	Lánský potok	14,0				PR

TP 204 – Hydrotechnické posouzení mostních objektů na vodních tocích

Stanice	Tok	Plocha [km ²]	Q ₁₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀	Pobočka
Zbečno	Berounka	7519,0	740	1210	1440	PR
Obecnice	Obecnický potok	9,9				PR
Čenkov	Litavka	157,2	45,5	89,2	114	PR
Hořovice	Červený potok	75,0				PR
Hředle	Stroupinský potok	100,6				PR
Beroun	Litavka	629,0	142	263	327	PR
Beroun	Berounka	8284,7	799	1310	1560	PR
Loděnice	Loděnický potok	254,6				PR
Praha-Chuchle	Vltava	26730,7	2 230	3 440	4 020	PR
Praha-Krč	Kunratický potok	28,2				PR
Průhonice	Dobřejovický potok	13,0				PR
Praha-Nusle	Botič	134,2				PR
Praha-Na Františku	Vltava	26973,2				PR
Praha-Libeň	Rokytky	137,0				PR
Velvary	Bakovský potok	294,2				PR
Vraňany	Vltava	28057,4				PR
Mělník	Labe	41838,0	2 520	3 640	4 150	PR
Želízy	Liběchovka	150,1				PR
Cheb	Ohře	689,0				PL
Šlapany	Odrava	267,1				PL
Hroznáto	Mohelský potok	63,5				PL
Jesenice	Odrava	411,7				PL
Libavské údolí	Libava	67,4				PL
Leopoldovy Hamry	Libocký potok	55,1				PL
Citice	Ohře	1732,0	286	424	487	PL
Kraslice	Svatava	120,0				PL
Svatava	Svatava	294,5				PL
Karlovy Vary-Dvory	Chodovský potok	102,7				PL
Chaloupky	Rolava	20,1				PL
Stará Role	Rolava	126,1				PL
Teplička	Teplá	277,8	68,7	112	137	PL
Březová	Teplá	293,5				PL
Karlovy Vary	Ohře	2861,2	382	561	645	PL
Ostrov	Bystřice	127,5				PL
Žatec-most	Ohře	4005,4				UL
Holedeč	Blšanka	374,8				UL
Třetí Mlýn	Chomutovka	43,4				UL
Louny I	Ohře	4962,3	568	823	942	UL
Ústí nad Labem	Labe	48540,9	2 670	3 780	4 290	PR
Chotějovice	Bílina	630,0				UL

TP 204 – Hydrotechnické posouzení mostních objektů na vodních tocích

Stanice	Tok	Plocha [km ²]	Q ₁₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀	Pobočka
Trmice	Bílina	932,3				UL
Ústí nad Labem	Klíšský potok	35,1				UL
Děčín	Jílovský potok	74,0				UL
Stráž pod Ralskem	Ještědský potok	48,9				UL
Stráž pod Ralskem	Ploučnice	121,4				UL
Mimoň	Ploučnice	269,8				UL
Brenná	Ploučnice	397,6				UL
Cvikov	Bobří potok	24,5				UL
Zákupy	Svitávka	118,1				UL
Česká Lípa	Ploučnice	624,4	88	136	159	UL
Dolní Libchava	Šporka	68,5				UL
stružnice-most	Ploučnice	994,7				UL
Benešov nad Ploučnicí	Ploučnice	1156,2	127	194	227	UL
Děčín	Labe	51123,3	2 760	3 900	4 410	PR
Srbská Kamenice	Kamenice	97,8				UL
Všemily	Chřibská Kamenice	61,6				UL
Hřensko	Kamenice	214,9	60	93,5	110	UL
Hřensko	Labe	51410,9				PR
Kryštofovy Hamry II	Písečnický potok	46,8				UL
Černý potok	Černá	32,6				UL
Český Jiřetín	Flájský potok	49,7				UL
Budišov nad Budišovkou	Budišovka	25,5				OS
Odry-tok	Odra	411,8				OS
Odry-náhon	náhon	2,1				OS
Odry-tok+náhon	Odra	413,8				OS
Šenov-Nový Jičín	Jičínka	94,8				OS
Fulnek	Husí potok	58,9				OS
Bartošovice	Odra	914,7	196	299	349	OS
Velké Albrechtice	Bílovka	56,9				OS
Petřvald	Lubina	165,3				OS
Rychaltice	Ondřejnice	41,4				OS
Vřesina	Porubka	35,5				OS
Svinov	Odra	1614,5	322	491	571	OS
Mnichov	Černá Opava	51,2				OS
Karlovice	Opava	151,4				OS
Krnov	Opava	370,7	97	180	225	OS
Opava	Opava	929,7	171	312	388	OS
Malá Morávka	Bělokamenný potok	18,0				OS
Rýmařov	Podolský potok	51,0				OS
Velká Štáhle	Moravice	168,8				OS

Stanice	Tok	Plocha [km ²]	Q ₁₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀	Pobočka
Valšov	Moravice	244,5				OS
Valšov	Kočovský potok	49,1				OS
Mezina	Černý potok	92,0				OS
Slezská Harta pod nádrží	Moravice	465,2	128	200	235	OS
Kružberk pod nádrží	Moravice	567,4				OS
Branka	Moravice	715,8	162	249	291	OS
Jakartovice	Hvozdnice	31,0				OS
Děhylov	Opava	2038,8	296	482	576	OS
Staré Hamry	Ostravice	73,3				OS
Šance pod nádrží	Ostravice	147,1	170	267	313	OS
Čeladná	Čeladenka	31,1				OS
Uspolka	Morávka	22,3				OS
Uspolka	Nytrová	19,0				OS
Slavič	Slavič	15,2				OS
Morávka pod nádrží	Morávka	64,2				OS
Raškovice	Mohelnice	35,3				OS
Raškovice tok	Morávka	131,3				OS
Raškovice tok + přivaděč	Morávka	131,4				OS
Raškovice přivaděč	Morávka	0,0				OS
Sviadnov tok	Ostravice	482,1				OS
Sviadnov tok + náhon	Ostravice	482,1				OS
Frýdek-Místek	Hodoňovický náhon	4,8				OS
Palkovice	Olešná	20,4				OS
Žermanice pod nádrží	Lučina	45,8				OS
Radvanice	Lučina	191,5				OS
Ostrava	Ostravice	821,1	565	936	1120	OS
Bohumín	Odra	4665,5	950	1520	1810	OS
Jablunkov	Olše	92,3				OS
Jablunkov	Lomná	70,3				OS
Český Těšín-Baliny	Olše	384,4	323	525	626	OS
Řeka	Ropičanka	12,2				OS
Těrlicko nad nádrží	Stonávka	54,1				OS
Těrlicko pod nádrží	Stonávka	84,1				OS
Dětmarovice	Karvinský potok	20,5				OS
Dětmarovice	Olše	675,7				OS
Věřňovice	Olše	1071,2	512	819	970	OS
Zlaté Hory	Zlatý potok	22,1				OS
Osoblaha	Osoblaha	200,1				OS
Meziměstí	Stěnava	65,1				HK
Otovice	Stěnava	213,9				HK

TP 204 – Hydrotechnické posouzení mostních objektů na vodních tocích

Stanice	Tok	Plocha [km ²]	Q ₁₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀	Pobočka
Žulová	Stříbrný potok	21,5				OS
Velká Kraš	Černý potok	62,5				OS
Vidnava	Vidnávka	153,2				OS
Jeseník	Bělá	117,1	67,8	132	168	OS
Lipová-lázně	Staříč	34,7				OS
Mikulovice	Bělá	221,9				OS
Proseč	Lužická Nisa	53,9				UL
Liberec	Lužická Nisa	121,7				UL
Uhlířská	Černá Nisa	1,8				EX
Stráž nad Nisou	Černá Nisa	18,3				UL
Chrastava	Jeřice	76,3				UL
Hrádek nad Nisou	Lužická Nisa	355,8	148	264	325	UL
Varnsdorf	Mandava	89,5				UL
Smědava I	Bílá Smědá	3,7				EX
Smědava II	Černá Smědá	4,6				EX
Bílý Potok	Smědá	26,1				UL
Frýdlant v Čechách	Smědá	132,1	151	254	306	UL
Frýdlant v Čechách	Řásnice	30,6				UL
Višnová	Smědá	187,5				UL
Předlánce	Bulovský potok	39,6				UL
Předlánce	Smědá	243,8				UL
Alžbětín	Řezná	29,9				PL
Vlaské	Morava	96,8				OS
Staré Město pod Sněžkou	Telčský potok	22,0				OS
Habartice	Krupá	109,3				OS
Jindřichov	Branná	90,2				OS
Raškov	Morava	349,9	97,2	158	189	OS
Kouty nad Desnou	Desná	43,5				OS
Sobotín	Merta	66,6				OS
Šumperk	Desná	241,0	82,4	135	161	OS
Hoštejn	Březná	130,0				OS
Lupěné	Moravská Sázava	445,3	111	173	203	OS
Moravičany	Morava	1559,2	233	343	394	OS
Mezihoří	Třebůvka	177,6				OS
Jaroměřice	Úsobrnka	40,9				OS
Chornice	Jevíčka	179,5				OS
Hraničky	Třebůvka	426,4				OS
Loštice	Třebůvka	573,3	90	136	157	OS
Dlouhá Loučka	Loučka	82,5				OS
Uničov	Oskava	254,9				OS
Šternberk	Sitka	66,4				OS

Stanice	Tok	Plocha [km ²]	Q ₁₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀	Pobočka
Velká bystřice	Bystřice	231,6				OS
Olomouc-Nové Sady tok	Morava	3323,9	319	476	551	OS
Holice svod	Holický náhon	2,8				OS
Olomouc-Nové Sady tok + svod	Morava	3326,7				OS
Kokory	Olešnice	95,6				OS
Velké Karlovice	Vsetínská Bečva	68,2				OS
Kychová	Kychovka	4,1				OS
Zděchov	Zděchovka	4,1				OS
Ústí	Senice	138,8				OS
Vsetín	Vsetínská Bečva	505,6	279	378	420	OS
Bystřička nad nádrží	Bystřice	57,2				OS
Jarcová	Vsetínská Bečva	723,4				OS
Horní Bečva	Rožnovská Bečva	14,2				OS
Solanec	potok Leští	10,3				OS
Rožnov pod Radhoštěm	Rožnovská Bečva	159,2				OS
Valašské Meziříčí- Krásno	Rožnovská Bečva	252,4	214	364	441	OS
Rajnochovice	Juhyně	20,2				OS
Kelč	Juhyně	86,1				OS
Teplice	Bečva	1275,3				OS
Hranice	Velička	65,9				OS
Dluhonice	Bečva	1592,7	564	792	892	OS
Klopotovice	Blata	294,8				BR
Stražisko	Romže	55,2				BR
Plumlov pod nádrží	Hloučela	119,6				BR
Soběsuky	Hloučela	81,7				BR
Polkovice	Valová	433,2	34	51,5	60	BR
Opatovice nad nádrží	Malá Haná	31,0				BR
Opatovice	Malá Haná	47,5				BR
Vyškov	Haná	104,8				BR
Otaslavice	Brodečka	75,8				BR
Prusy	Moštěnka	230,2				BR
Kroměříž	Morava	7030,3	589	776	860	BR
Chomýž	Rusava	22,8				BR
Třebětice	Rusava	57,8				BR
Kašava nad přehradou	Dřevnice	36,5				BR
Slušovice	Dřevnice	66,4				BR
Slušovice	Všemínka	21,3				BR
Vizovice	Lutoninka	66,7				BR
Kostelec pod nádrží	Fryštácký potok	44,5				BR

TP 204 – Hydrotechnické posouzení mostních objektů na vodních tocích

Stanice	Tok	Plocha [km ²]	Q ₁₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀	Pobočka
Zlín svod	Dřevnice	0,0				BR
Zlín tok	Dřevnice	312,7				BR
Spytihněv	Morava	7891,1				BR
Velehrad	Salašský potok	34,5				BR
Bojkovice nad nádrží	Kolelač	9,8				BR
Bojkovice pod nádrží	Kolelač	14,2				BR
Luhačovice nad nádrží	Luhačovický potok	36,6				BR
Luhačovice pod nádrží	Luhačovický potok	45,1				BR
Řetechov-Pradlisko	Ludkovický potok	8,4				BR
Uherský Brod	Olšava	400,7	128	193	225	BR
Strážnice	Morava	9145,8	528	649	700	BR
Velká	Velička	66,8				BR
Strážnice	Velička	173,1				BR
Petrov	radějovka	41,0				BR
Lanžhot	Morava	9721,8				BR
Nová Říše nad nádrží	Řečice	16,9				BR
Nová Říše pod nádrží	Řečice	3,4				BR
Janov	Moravská Dyje	517,0				BR
Landštejn nad nádrží	Pstruhovec	6,3				BR
Landštejn pod nádrží	Pstruhovec	12,7				BR
Podhradí	Dyje	1756,0	175	275	310	BR
Jemnice	Želetavka	146,3				BR
Vysočany	Želetavka	367,7				BR
Vranov-Hamry	Dyje	2228,0				BR
Znojmo	Dyje	2499,2				BR
Dyjákovice	Mlýnská strouha	0,0				BR
Trávní Dvůr	Dyje	3531,4	166	244	280	BR
Jevišovice nad nádrží	Jevišovka	127,7				BR
Jevišovice	Jevišovka	140,8				BR
Výrovice	Jevišovka	383,2				BR
Božice	Jevišovka	647,3	28,5	59	77	BR
Borovnice	Svratka	128,0				BR
Kadov	Fryšava	20,9				BR
Jimramov	Fryšava	65,8				BR
Dalečín	Svratka	367,1				BR
Domanín	Bystřice	21,4				BR
Vír pod vyrov. nádrží	Svratka	486,9	67,5	93,5	105	BR
Rožná	Nedvědička	56,8				BR
Skryje	Loučka	222,2				BR
Dolní Loučky	Loučka	385,9	60,9	87,6	100	BR

Stanice	Tok	Plocha [km ²]	Q ₁₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀	Pobočka
Lomnička	Besének	51,1				BR
Veverská Bitýška	Svratka	1480,6	159	241	280	BR
Bystrc	Vrbovec	15,1				BR
Brno-Poříčí	Svratka	1637,2				BR
Hradec nad Svitavou	Svitava	55,0				BR
Rozhraní	Svitava	226,6				BR
Prostřední Poříčí	Křetínka	102,6				BR
Letovice	Křetínka	126,5				BR
Letovice	Svitava	423,6	45,5	78	95	BR
Boskovice	Bělá	56,4				BR
Sloup	Sloupský potok	50,0				BR
Holštejn	Bílá voda	57,7				BR
Skalní Mlýn	Punkva	154,0				BR
Křtiny	Křtinský potok	17,0				BR
Jedovnice	Jedovnický potok	28,6				BR
Josefov	Křtinský potok	66,5				BR
Bílovice nad Svitavou	Svitava	1120,3	100	154	179	BR
Želešnice	Bobrava	181,0				BR
Brankovice	Cezava	72,1				BR
Rychmanov	Cezava	500,2	34,7	49,9	56,9	BR
Ochoz	Říčka	46,3				BR
Židlochovice	Svratka	3940,2	250	353	400	BR
Batelov	Jihlava	73,5				BR
Boršov	Jedlovský potok	16,2				BR
Dvorce	Jihlava	307,7	37	54	62	BR
Hubenov nad nádrží	Maršovský potok	16,4				BR
Hubenov pod nádrží	Maršovský potok	19,9				BR
Brtnice	Brtnice	97,7				BR
Ptáčov	Jihlava	963,8	132	217	260	BR
Mohelno pod nádržemi	Jihlava	1155,3				BR
Dolní Bory-Olší	Oslava	210,9				BR
Mostiště pod nádrží	Oslava	223,2				BR
Baliny	Balinka	165,9				BR
Nesměř	Oslava	478,8				BR
Oslavany	Oslava	861,0	133	182	205	BR
Příštpo	Rokytná	262,9				BR
Moravský Krumlov	Rokytná	563,3	44,5	78	97	BR
Ivančice	Jihlava	2682,2	234	340	390	BR
Nové Mlýny pod nádržemi	Dyje	11878,0	436	663	770	BR
Velké Pavlovice	Trkmanka	305,0				BR

TP 204 – Hydrotechnické posouzení mostních objektů na vodních tocích

Stanice	Tok	Plocha [km ²]	Q ₁₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀	Pobočka
Břeclav-Ladná	Dyje	12280,0				BR
Koryčany nad nádrží	Kyjovka	19,6				BR
Koryčany pod nádrží	Kyjovka	27,9				BR
Kyjov	Kyjovka	117,6				BR
Osvětimany	Hruškovice	9,6				BR
Popov	Vlára	169,8				BR
Brumov	Brumovka	66,3				BR

Vysvětlivky:

Plocha - plocha povodí

Pobočka - pobočka ČHMÚ spravující objekt stanice

HK Hradec Králové

CB České Budějovice

PL Plzeň

PR Praha

UL Ústí nad Labem

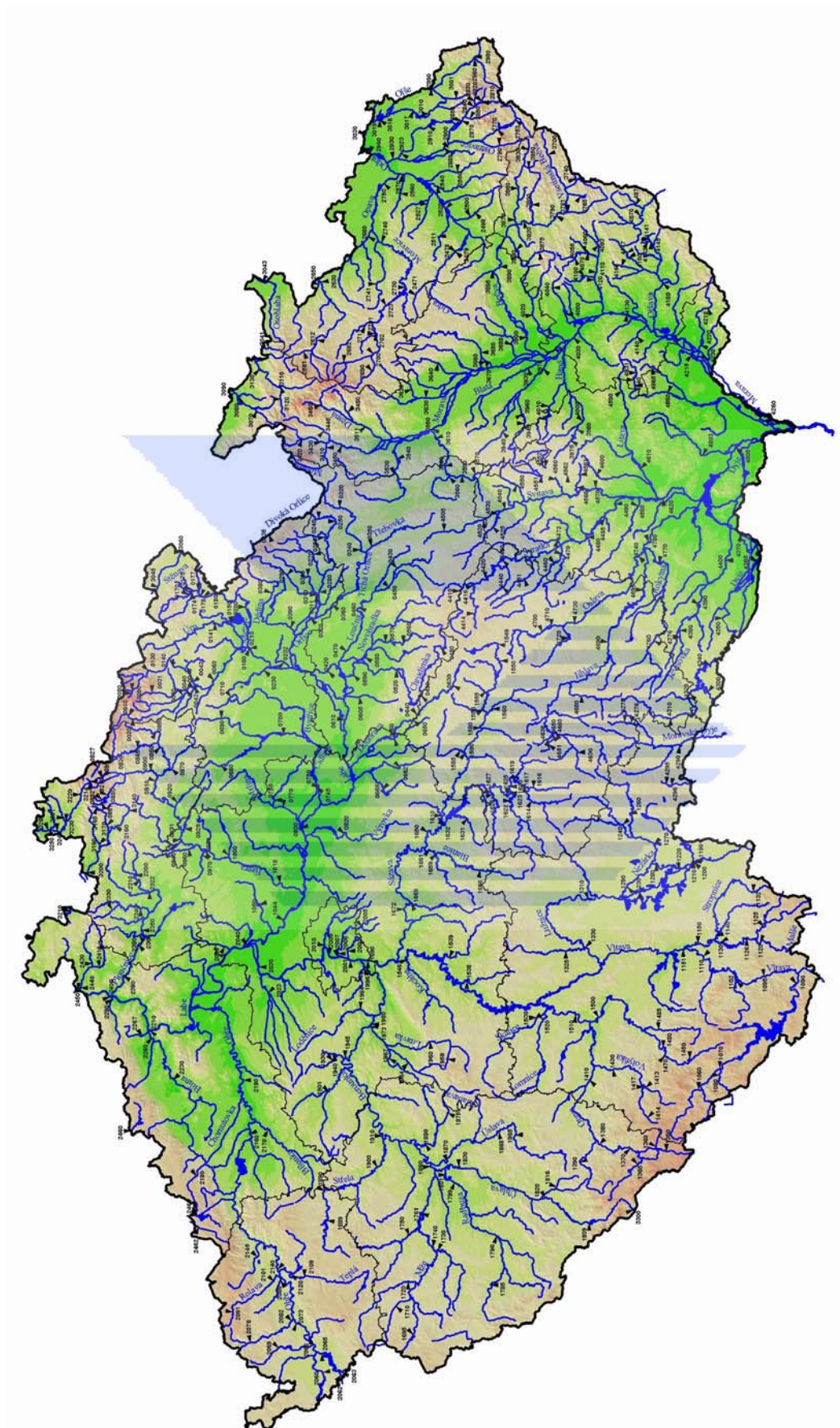
OS Ostrava

BR Brno

EX experimentální povodí

Hodnoty povodňových průtoků Q₁₀, Q₅₀ a Q₁₀₀, které nejsou v tabulce uvedeny, poskytně na vyžádání příslušná pobočka Českého hydrometeorologického ústavu.

15.2 Přehledná mapa vodoměrných stanic (zdroj ČHMÚ)







TECHNICKÉ PODMÍNKY 204

Tyto technické podmínky jsou výstupem výzkumného projektu „Ochrana mostních objektů proti jejich destrukci vlivem povodňových událostí“ (číslo ISPROFONDU 5006210055) podporovaného Státním fondem dopravní infrastruktury.

Vydalo:

Ministerstvo dopravy
Odbor infrastruktury

Zpracovatel:

Výzkumný ústav vodohospodářský T. G. Masaryka, v.v.i.
Ing. Pavel Balvín
Prof. Ing. Pavel Gabriel, DrSc.
Ing. Petr Bouška, Ph.D.
Doc. Ing. Aleš Havlík, CSc.

Technická redakční rada:

Ing. Lubomír Tichý, CSc. (MD OI), Ing. Josef Sláma (ŘSD ČR - GR), Ing. Dagmar Šimlerová (PRAGOPROJEKT), Ing. Miroslav Teršel (SŽDC), Doc. Ing. Vladislav Hrdoušek, CSc. (FSv ČVUT), Doc. Ing. Jan Tomek, CSc. (Divyp Brno)

Distributor:

Výzkumný ústav vodohospodářský T. G. Masaryka, v.v.i.
Podbabská 2582/30, 160 00 Praha 6

Aktualizace - 2009